



AUKKOJEN MITOITUS TERÄSBE- TONIRAKENTEISIIN

RemoKarkkulainen

Opinnäytetyö
Kesäkuu 2015
Rakennustekniikka
Talonrakennustekniikka

TIIVISTELMÄ

Tampereen ammattikorkeakoulu
Rakennustekniikka
Talonnustekniikka

KARKKULAINEN, REMO:
Aukkojen mitoitus teräsbetonirakenteisiin

Opinnäytetyö 61 sivua, joista liitteitä 3 sivua
Kesäkuu 2015

Opinnäytetyössä perehdytään aukkojen mitoittamiseen teräsbetonirakenteissa. Tässä työssä keskitytään pääosin riittäviin palkkeihin ja laatat käydään vain lyhyesti periaate-
tasolla läpi.

Epälineaarista geometriaa noudattavien palkkien mitoittamiseen sopii mainiosti ristikkomenetelmä sekä elementtimenetelmä. Ristikkomenetelmässä rakenteen sisäisiä jännityksiä kuvataan voimaristikoilla. Voimaristikot koostuvat betonisista puristuskaistoista, raudoituksista koostuvista vetosauvoista ja näitä yhdistävistä solmuista. Mitoitus perustuu näiden voimaristikkojen tasapainoyhtälöiden ratkaisuun. Ristikkomenetelmällä mitoitus tapahtuu aina murtorajatilassa.

Elementtimenetelmä on numeerinen laskentamenetelmä, jolla voidaan mitoittaa monimutkaisia rakenteita. Elementtimenetelmässä kappale jaetaan pienempiin ja helpommin hallittaviin elementteihin. Elementit liittyvät toisiinsa solmuilla. Elementeille muodostetaan jäykkyysmatriisit ja solmuille siirtymämatriisit sekä rasitusmatriisit. Matriiseista saaduilla yhtälöillä ratkotaan tuntemattomat tekijät ja näin kappaleen käyttäytyminen rasituksen alla saadaan selville. Elementtimenetelmää käytetään lähinnä tietokoneiden avustuksella.

Opinnäytetyössä perehdytään myös yksinkertaistettuihin käsinlaskentamalleihin, joilla aukollinen suorakaidepalkki voidaan mitoittaa. Erästä käsinlaskentamallia testattiin koulun tiloissa tehdyn koepalkin avulla.

Työn jälkiosassa esitetään myös laattarakenteiden aukkojen vaikutukset laatan toimintaan ratkaisumallien periaatteilla.

Asiasanat: Aukot, Ristikkomenetelmä, Elementtimenetelmä

ABSTRACT

Tampereen ammattikorkeakoulu
Tampere University of Applied Sciences
Construction Engineering
Building Construction

KARKKULAINEN, REMO:
Openings in reinforced concrete structures

Bachelor's thesis 61 pages, appendices 3 pages
June 2015

This thesis studies the affects of openings in reinforced concrete structures. The focus is mainly on beams, but slabs are also briefly covered.

Two excellent methods to design structures with non-linear geometry are the Strut-and-tie modeling and Finite element method. Strut-and-tie models consist of struts that resist compressive stress, ties that resist tensile stress and nodes where struts and ties connect. Struts consist of concrete and ties are reinforcing steel. These form a truss inside the structure. The equilibrium of the truss is calculated using basic static.

The Finite element method is numerical way of designing structures with non-linear geometry. FEM can be used for solving other kinds of problems as well. When using FEM the structure is cut into several elements. The elements are reconnected with nodes. Stiffness matrix is formed for elements and displacement and force matrixes are formed for the nodes. Unknown factors are solved using matrix equations. FEM is used with help of computer programs.

As a part of this thesis a shallow beam with opening was designed, made and tested for its maximum loading.

Key words: Opening, Strut-and-tie model, Finite element method

SISÄLLYS

1	JOHDANTO.....	6
2	Lujuusoppia	7
2.1	Taivutusmomentti	7
2.2	Tarkastellaan reiän vaikutusta palkin kestävyysleikkauksen osalta:	8
2.3	Kaarivaikutus	10
3	Ristikkomenetelmä.....	12
3.1	Puristussauvat	15
3.2	Vetosauvat	17
3.3	Solmut.....	18
3.4	Ristikkomenetelmän soveltaminen aukolliseen palkkiin:.....	20
4	Elementtimenetelmä.....	27
4.1	Elementtimenetelmän soveltaminen aukolliseen palkkiin.....	29
5	Käsinlaskenta menetelmät	31
5.1	Pienet reiät:	31
5.2	Keskisuuret ja suuret reiät:	32
5.3	Pyöreät reiät:	35
5.4	Laskuesimerkki	36
5.4.1	Pääraudoitus mitoitetaan normaalivoimalle N_c ja momentille M_{top} :.....	39
5.4.2	Leikkaushaavat:	40
5.4.3	Tuen puoleiset lisähaatat:.....	41
5.4.4	Kentän puoleiset lisähaatat:	41
6	Koepalkki	42
7	Laatat	53
8	POHDINTA.....	56
	LÄHTEET.....	58
	LIITTEET	59
	Liite 1. Koepalkin kuormitus.....	59
	Liite 2. Lisäraudoitetun koepalkin kuormitus	60
	Liite 3. Normaaliraidoitettu palkki	61

KÄSITTEET

FEM	(engl. FiniteElement Method) Elementtimenetelmä on numeerinen likiarvomenetelmä, jolla pystytään mitoittamaan epähomogeenisia ja monimutkaista geometriaa noudattavia rakenteita. Tunnetaan myös nimellä FEA (engl. FiniteElement Analysis).
Kimmenteorian mukainen rakenneanalyysi	Lineaaristen yhtälöryhmien avulla tehtävä mitoitusvoimasuureiden selvitys, missä rakenteen jäykkyyden oletetaan muuttuvan pituusakselin suhteen tai pysyvän vakiona.
Bernoullin hypoteesi	Tunnetaan myös palkkiteorian. Poikkileikkaustasot pysyvät tasoina taivutuksen aikana, sekä poikkileikkauksen venymä jakautuu lineaarisesti sauvan poikkileikkauksen korkeussuunnassa.
Plastisuusteorian alarajateoreema	Sitkeästi käyttäytyvä rakenne ei murru, kun materiaalien plastisen käyttäytymisen alarajaa ei ylitetä ja rakenteessa vallitsee ulkoisten kuormien kanssa tasapainossa oleva voimasysteemi.
Murtorajatila	Tila jossa rakenne tai sen osa menettää käyttökelpoisuutensa. Murtorajatilassa mitoitettaessa käytetään aina osavarmuuskertoimia.
Ristikkomenetelmä	(engl. Strut-and-tiemodeling). Menetelmä missä teräsbetoni rakenteen toimintaa kuvataan rakenteen sisäisten voimaristikkojen avulla.

1 JOHDANTO

Palkkeihin tehdään läpivientejä LVIS installaatioiden tähden. Reiän vaikutukseen palkin kantokykyyn vaikuttaa reiän sijainti, koko ja muoto. Oikein suunnitellun raudoituksen avulla reikä ei heikennä palkin kantokykyä laisinkaan. Reikien ympärille syntyy aina paikallisia rasituksia, jotka saavat aikaan halkeamia reiän ympärille. Halkeamia pyrkii muodostumaan etenkin reiän nurkkiin, tämän vuoksi ympyrän malliset reiät ovat suositeltavia.. Reikien pielet vaativat lisäraudoitusta halkeilun estämiseksi. Jos reikä on kooltaan merkittävä, ei voimat palkissa pääse jakaantumaan enää samoin, kuin ehjässä palkissa. Silloin palkin raudoitus on suunniteltava reiän vaikutus huomioiden.

Epälineaarista geometriaa noudattavia rakenteita pystytään mitoittamaan esimerkiksi ristikko- ja elementtimenetelmillä.

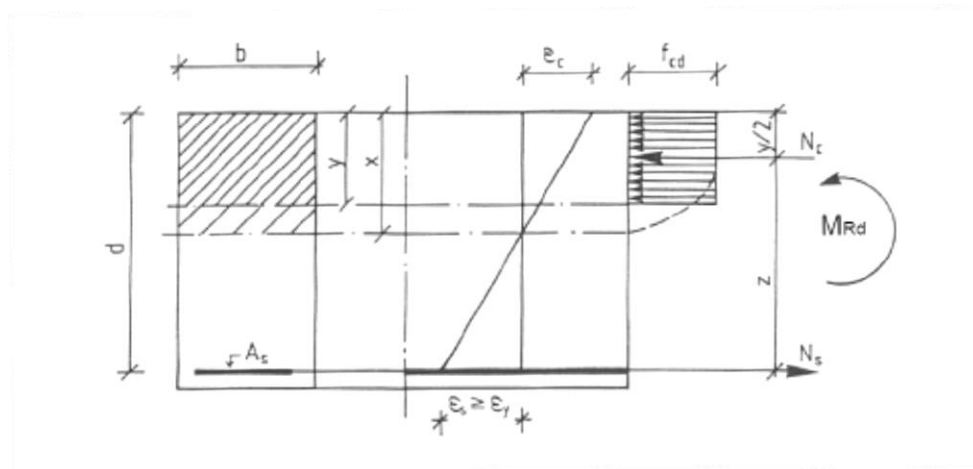
Ristikkomenetelmä pohjautuu Willhelm Ritterin 1890-luvulla luomaan ajatukseen, jonka mukaan teräsbetoni palkkeja voidaan suunnitella ristikkoina, joissa teräkset ottavat vedon ja betoni puristuksen. Emil Mörsch vei 1900 –luvun alussa ajatusta eteenpäin, ja kehitti menetelmän leikkausraudoituksen mitoittamiseen käyttäen ristikkoanalogiaa. 1900-luvun lopussa ristikko analogiaa kehitettiin eteenpäin ja luotiin varsinainen ristikkomenetelmä.

Elementtimenetelmän kehittivät Hrenikoff ja McHenry 1940-luvulla. Koska elementtimenetelmässä laskut ovat todella työläitä käsin laskettaessa. Alkeellisten tietokoneiden ansiosta 1950 –luvulla elementti menetelmää alettiin käyttää yksinkertaisissa rakenteissa. Kun tietokoneet kehittyivät, alkoi elementtimenetelmästä muodostua tehokas työkalu kaikenlaisten rakenteiden mitoittamiseen. FEM –ohjelmistojen kehitys jatkuu vielä tänä päivänäkin.

Lisäksi opinnäytetyössä käsitellään suomalaisissa oppikirjoissa esiintyviä käsin laskenta menetelmiä, joissa aukkoja mitoitetaan likimääräisten mekaanisten mallien avulla.

2 Lujuusoppia

2.1 Taivutusmomentti



KUVA 1 Taivutusmomentin rasittamassa poikkileikkauksessa vallitsevat jännitykset [5, s63]

Mitoittaessa teräsbetonipalkkia taivutukselle ajatellaan betonin ottavan puristusjännitys N_c ja terästen ottavan vetojännitys N_s (kuva1). Kun rakenne taipuu ja neutraaliakselin alapuolisen betonin vetolujuus on ylittynyt, betoni halkeilee ja teräkset ottavat vetojännitykset yksin. Jännitysten suuruuden kannalta puhutaan kolmesta jännitystilasta: Jännitystilat I, II ja III.

Jännitystilassa I betonin vetojännitys ei ole vielä ylittänyt betonin vetolujuutta. Tällöin koko palkin poikkileikkauspinta-ala on ottamassa rasituksia vastaan.

Betonin vetojännityksen ylittäessä betonin vetolujuus rakenne alkaa halkeilla. Tällöin ollaan jännitystilassa II. Koska halkeamien välillä teräksillä ja betonilla on vielä tartunta, siirtyy todellisuudessa osa terästen vedosta betonille, mutta sitä ei huomioida mitoituksessa.

Kun jännitys kasvaa siirrytään jännitystilaan III, joka kuvaa jännitysten jakaantumista murtohetkellä. Nyt myös betonin puristusjännitys on saavuttanut murtolujuuden. Veto-terästen määrä vaikuttaa siihen, tapahtuuko lopullinen murtuma betonin puristuslujuuden ylittymisen takia vai terästen saavuttaessa myötörajan. Vetoterästen määrän lisääminen laskee myös neutraaliakselia alemmaksi.

Taivutetun rakenteen klassinen mitoitusmenetelmä perustuu jännitystilaan II. Betonin halkeamat ylettyvät enintään neutraaliakseliin ja terästen ajatellaan ottavan vetorasitukset yksin. Tässä tapauksessa palkin keskelle jää alue, joka ei ota rasituksia vastaan ol- lenkaan. Reiän yläpuolelle jäävä puristusvyöhyke on kuitenkin melko hoikka rakenne, jolloin nurjahduskestävyys on tutkittava. Reiän yläpuolisen betonin raudoitus suunnitel- laan puristetun pilarimaisen rakenteen tavoin.

2.2 Tarkastellaan reiän vaikutusta palkin kestävyYTEEN leikkauksen osalta:

Teräsbetonipalkin klassisessa mitoitusmenetelmässä leikkausvoimalle oletetaan, että palkki toimii kuten homogeeninen palkki, jossa vetojännitykset otetaan vastaan teräksil- lä. Tarkastellaan homogeenisen palkin mitoitusta taivutukselle ja leikkaukselle.

Palkin tietyssä leikkauksessa voidaan leikkausjännitys laskea lausekkeesta (kuva 2):

$$\tau \approx \frac{V_x S_y}{I_z b}$$

missä V_x on tutkittavassa leikkauksessa vaikuttava leikkausvoima

b on palkin leveys tutkittavassa kohdassa

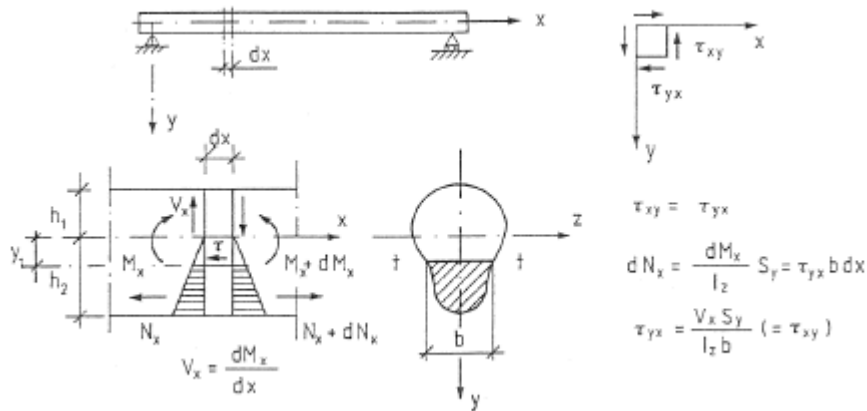
I_z on tutkittavan poikkileikkauksen neliömomentti painopisteen kautta kulkevan z - akselin suhteen

$S_y \approx \int_{y_1}^{h_2} y dA$ on tutkittavan kohdan (leikkaus $t - t$) ylä- tai alapuolella olevan poikki- leikkauksen osan staattinen momentti painopiste akselin suhteen.

Taivutusmomentin aiheuttama normaalijännitys on

$$\sigma \approx \frac{M_x}{I_z} y$$

missä y on tarkasteltavan kohdan etäisyys painopisteakselilta.



KUVA 2. Jännitykset homogeenisesta aineesta tehdyssä palkissa [5 ,s76]

Koska y-akselin suuntaiset normaali-jännitykset ovat merkityksettömän pieniä, voidaan ne jättää tarkastelun ulkopuolelle. Tällöin pääjännitykset saadaan kaavasta:

$$\sigma_{1,2} \approx -\frac{\sigma_x}{2} \pm \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xy}^2}$$

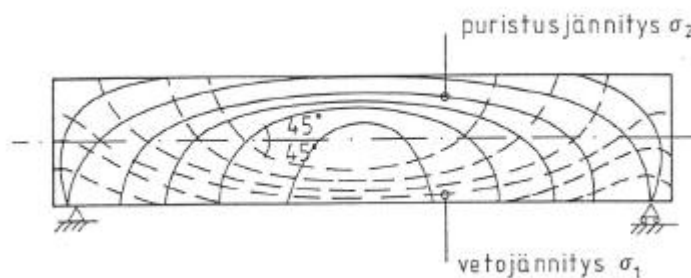
Pääjännitysten ja x-akselin välinen kulma saadaan kaavasta

$$\tan 2\phi = 2\tau_{xy}/\sigma_x$$

Lähestyttäessä neutraaliakselilla ($y = 0$) lähestyy myös σ_x arvoa 0. Tästä seuraa, että:

$$\sigma_{1,2} = \pm \tau_{xy}$$

Samalla $\tan 2\phi$ lähestyy ääretöntä, jolloin $\phi = 45^\circ$



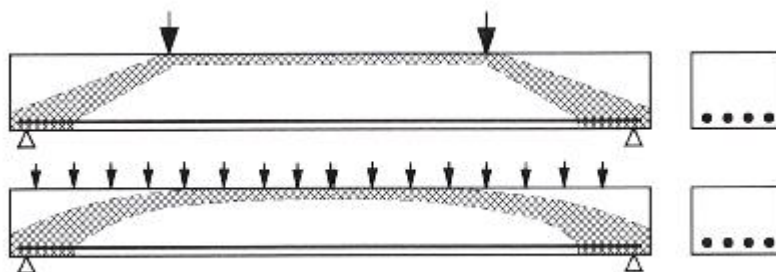
KUVA 3. Jännitystrajektoriat tasaisesti kuormitetussa homogeenisessä palkissa. [5 ,s77]

Siirryttäessä tuelle pääjännitysten suunta poikkeaa leikkausvoiman vaikutuksesta palkin akselin suunnasta (kuva 3).

Kuten aiemmin todettiin, teräsbetonipalkin mitoitus tapahtuu kimmoteorian mukaan jännitystilassa II, jolloin halkeillun vetopuolen betoni ei ota rasituksia vastaan. Näiden olettamuksien mukaan neutraaliakselin alapuolella halkeilleessa betonissa taivutusmomentin aiheuttamat vetojännitykset $\sigma_x = 0$ jolloin voimassa on koko neutraaliakselin alapuolisessa osassa: päävetojännitys $\sigma_1 = \tau_{xy}$ ja $\phi = 45^\circ$.

Päävetojännityksen ylittäessä betonin vetolujuus, muodostuu halkeama. Ilman oikeanlaista leikkausraudoitusta rakenne murtuu vinohalkeamien avauduttua. Tästä seuraa, että leikkausraudoituksen tiheys on oltava sellainen, ettei hakojen väliin saa sovitettua 45° kulmassa olevaa vinohalkeamaa. Mikäli reiän takia joudutaan leikkaushakoja poistamaan, tulee reikä huomioida rakenteen leikkausraudoitusta suunniteltaessa erikseen.

2.3 Kaarivaikutus



KUVA 4. Kaarivaikutus palkeissa [7 ,s245]

Lisäksi tarkasteltaessa palkin murtumistyyppejä löydetään lisää ehtoja reiän koolle ja sijainnille. Palkin todellinen toiminta eroaa jonkin verran edellä esitetyistä olettamuksista. Taivutusleikkaushalkeama muuttaa rakenteen toimintaa merkittävästi. Teräsbetonipalkkiin syntyy kuormituksesta tulevan taivutusmomentin suurimmalle kohdalle pystyhalkeama. Leikkausvoiman vaikutuksesta halkeamat muuttuvat vinoiksi tuelle päin mentäessä. Uuman puristusjännitykset tulevat loivemmiksi ja suuremmiksi kuin taivutusteoriassa. Rakenne ei toimi enää massiivisena palkkina, vaan vetotangollisena kaarena (kuva4). Palkin sisään muodostuu siis puristuskaari. Jos reikä on sijoitettu pu-

ristusvyöhykkeen sisään, on sen vaikutus palkin toimintaan merkittävä ja reiän vaikutus on huomioitava voimasuureita laskettaessa ja palkkia mitoittaessa.

Edellä mainitut asiat asettavat reiän koolle hyvin tarkat kriteerit. Käytännössä palkkiin ei pysty tekemään kunnon läpivientejä ilman, että reikä on huomioitava palkin mitoituksessa.

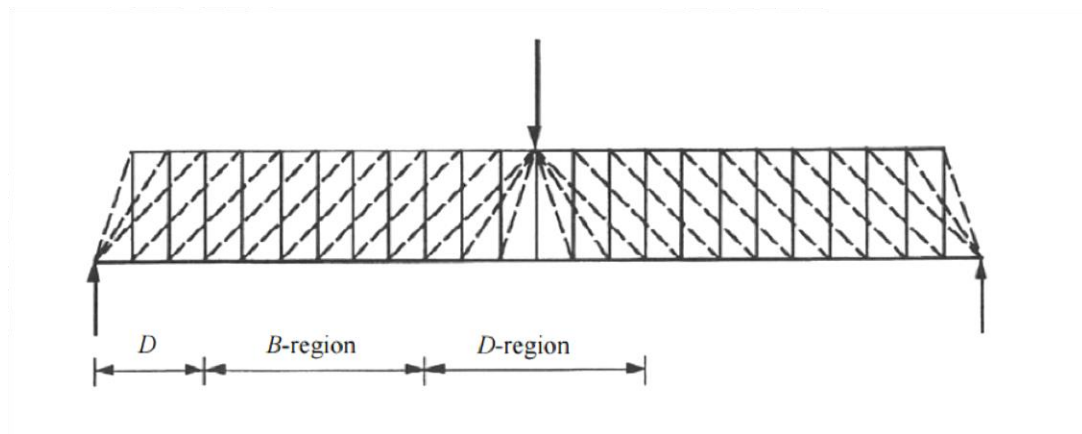
3 Ristikkomenetelmä

Ristikkomenetelmä (engl. strut-and-tie modeling) on erinomainen työkalu rakenteiden mitoituksessa murtorajatilassa. Käyttörajatilassa ristikkomenetelmää ei voida käyttää, koska se perustuu plastisuusteorian alarajateoreemaan. Ristikkomenetelmän avulla voidaan kuvata lähes kaikenlaisien teräsbetonirakenteiden sisäisiä voimasuureita. Sitä käytetään mitoittaessa esimerkiksi konsoleita, paaluperusteita, korkeita palkkeja ja myös palkkeja, joissa on aukkoja.

Menetelmässä rakenne jaetaan B- ja D- alueisiin.

B- alue (engl. Bernoulli region) on alue, jossa Bernoullin hypoteesi on voimassa. Bernoullin hypoteesin mukaan palkin poikkileikkaus säilyy taivutuksessa tasona, joka on kohtisuorassa palkin pituussäikeitä vastaan. Tämä tarkoittaa siis, ettei leikkausmuodonmuutoksia tapahdu. Bernoullin hypoteesi toteutuu tarkasti kuitenkin vain, jos alueella vallitsee puhdas taivutus. Nämä alueet voidaan mitoittaa palkkiteorian mukaan. Ristikkomenetelmää käytetään kuitenkin esimerkiksi näiden alueiden leikkausraudoituksen mitoittamiseen.

D-alue (engl. discontinuity region) eli epäjatkuvuusalue on alue, jossa Bernoullin hypoteesi ei toteudu. D-alueita aiheuttavat geometriset epäjatkuvuuskohdat kuten aukot ja ulokkeet sekä staattiset epäjatkuvuuskohdat kuten pistekuormat, jännitettyjen terästen ankkuroinnit ja tuet. Ristikkomenetelmään käytetään erityisesti näiden D-alueiden mitoittamiseen.



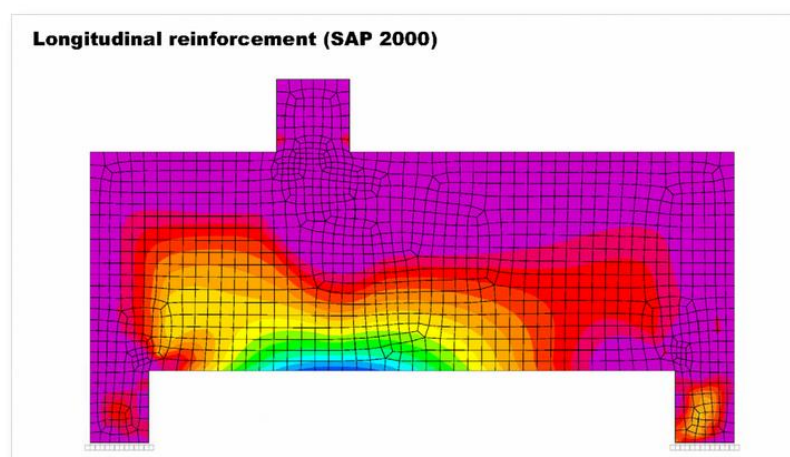
KUVA 4. Pistekuorman ja tukien aiheuttamat B- ja D-alueet [3 ,s2]

Ristikkomenetelmässä rakenteen sisään muodostetaan voimista muodostuva ristikko, jossa on puristussauvoja (engl. strut), vetosauvoja (engl. tie) sekä solmuja (engl. node).

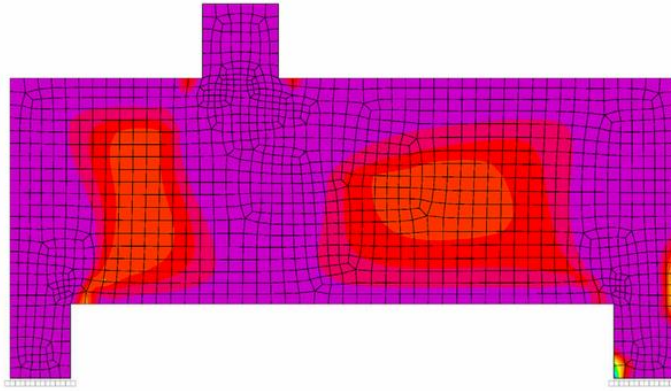
Toimiva ristikkomalli toteuttaa seuraavat ehdot [4,s156-157][1,s51-52]:

- Ristikossa vallitsee voimatasapaino.
- Muodonmuutos kapasiteetti on riittävä, jotta jännitykset voivat jakautua suunnitellun ristikkomallin mukaisesti
- Sauvojen voimat eivät ylitä materiaalien kestävyyskäyriä
- Puristus- ja vetosauvojen olisi hyvä olla $\pm 15^\circ$ sisällä kimmoteorian mukaisista jännitystrajektorioista
- Ristikon sisäisten voimien tulee olla tasapainossa ulkoisten kuormitusten kanssa
- Diagonaaliset puristussauvat ovat samansuuntaisia oletettujen halkeamien kanssa
- Puristussauvat eivät mene toistensa yli
- Sauvojen väliset kulmat $\theta > 25^\circ$

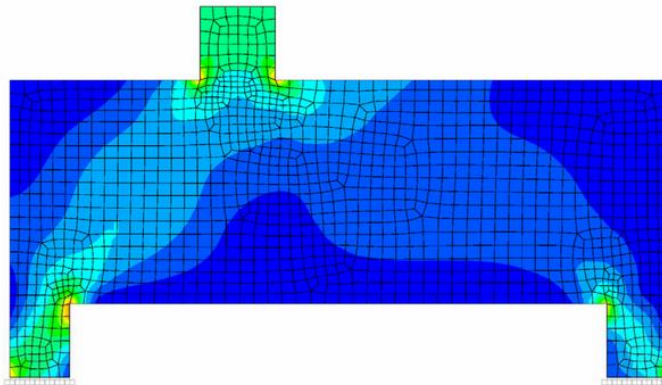
Rakenne alkaa toimia ristikkomallin mukaisesti kun plastisia muodonmuutoksia tapahtuu. Se miten hyvin ristikkomalli on suunniteltu vaikuttaa siihen, miten pienillä muodonmuutoksilla voimat rakenteessa jakautuvat ristikkomallin mukaisesti. Mikäli malli poikkeaa merkittävästi kimmoteorian mukaisista jännitysten jakautumisista, syntyy suuria halkeamia jo ennen, kuin ristikko toimii. Optimaalisen ristikkomallin muodostamiseksi hyödynnetään jännitystrajektoreja, jotka saadaan selville esimerkiksi FEM -analyysillä. Alla kuvia, joissa nähdään tietokoneohjelmalla mitoitettuja jännitysjakaumia ja niihin sopiva ristikkomalli.



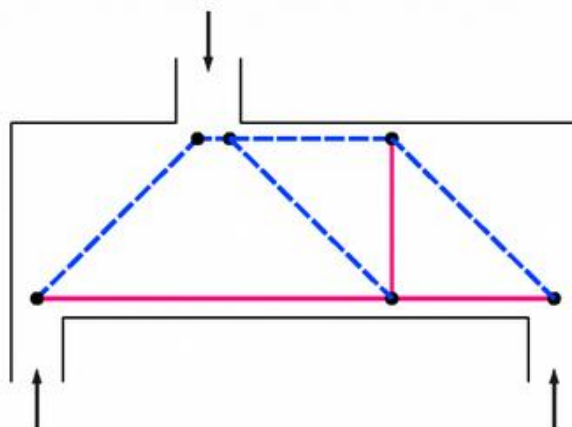
KUVA 5. Vetojännitys korkeassa palkissa SAP 2000 –ohjelmalla mallinnettuna [6]

Vertical reinforcement (SAP 2000)

KUVA 6. Leikkausjännitys korkeassa palkissa SAP 2000 –ohjelmalla mallinnettuna [6]

Concrete stress (SAP 2000)

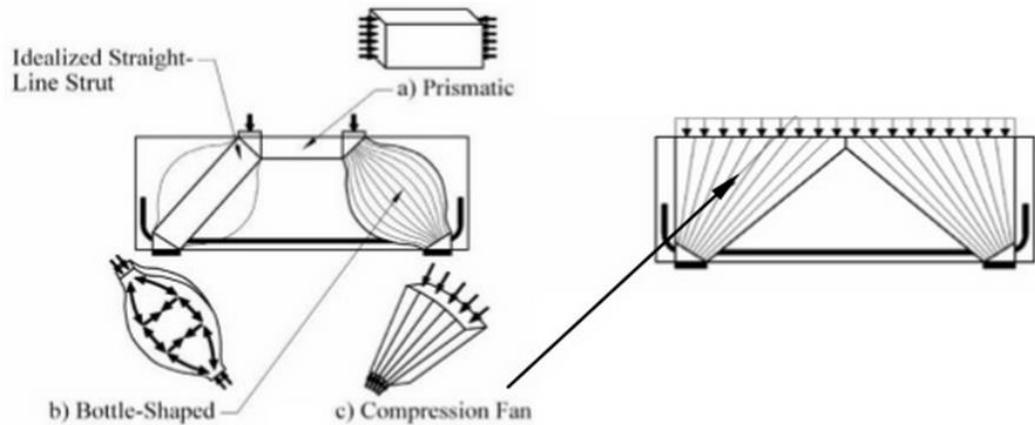
KUVA 7. Puristusjännitys korkeassa palkissa SAP 2000 –ohjelmalla mallinnettuna [6]

Final STM model

KUVA 8. FEM-mallien pohjalta tehty ristikkomalli. Punaiset sauvat ovat vetosauvoja ja siniset puristussauvoja. [6]

3.1 Puristussauvat

Rakenteen sisään syntyvät puristusjännityskaistat toimivat betonisina puristussauvoina. Puristusjännityskaistat jaetaan kolmeen eri tyyppiin niiden muodon mukaan:



KUVA 9. Puristejännityskaistojen muotoja [1 ,s53]

1. Suorakaiteen muotoisiin (engl. prismatic) (kuva 9a)

Suorakaiteen muotoisia jännityskenttiä esiintyy usein B-alueilla. Niissä ei esiinny poikittaisjännityksiä.

2. Pullomaisiin (engl. bottle-shaped) (kuva 9b)

Kun kahden keskittyneen solmun (käsitellään solmut -kohdassa tarkemmin) välisellä puristusjännityskaistalla on tilaa levitä poikittaissuunnassa, saa jännityskenttä pullomaisen muodon. Niissä tulee jännitysten suunnanmuutosten johdosta poikittaisia vetovoimia, jotka täytyy huomioida.

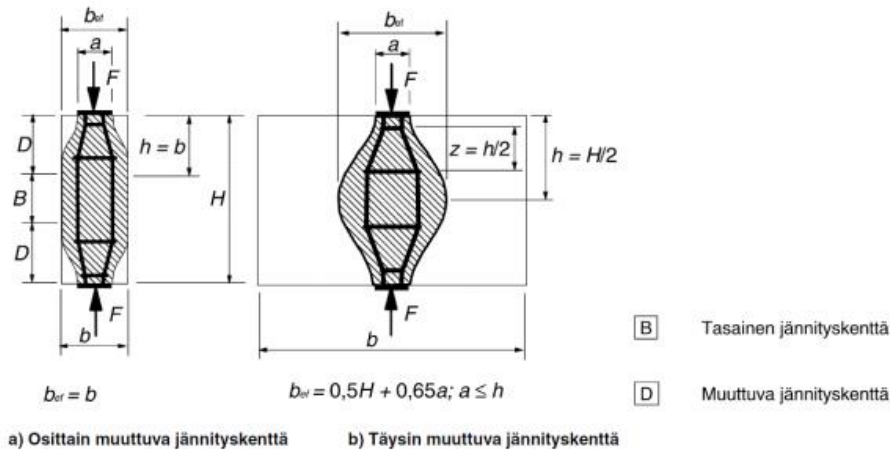
Pullomaisten puristussauvojen poikittaisia vetovoimia voidaan ratkaista kaavoilla (SFS-EN 1992-1-1):

Osittain muuttuvassa jännityskentässä alueille, joissa $b \leq H/2$ (kuva 10a) :

$$T = \frac{1}{4} \frac{(b - a)}{b} F$$

Täysin muuttuvassa jännityskentässä alueille, joissa $b > H/2$ (kuva 10b):

$$T = \frac{1}{4} \left(1 - 0,7 \frac{a}{h} \right) F$$



KUVA 10. Parametrit poikittaisten vetosauvojen määrittämiseksi puristuskentässä, jota hallitaan jakaantuneella raudoituksella. [7 ,s163]

3. Viuhkamaisiin jännityskenttiin (engl. compression fan) (kuva9c)

Esimerkkinä viuhkamaisesta jännityskentästä on jännityskenttä, joka syntyy, kun jakautunut kuorma siirtyy pistemäiselle tuelle. Viuhkamaisissa jännityskentissä esiintyy myös poikittaisia vetojännityksiä.

Eurokoodissa (SFS-EN 1992-1-1) esitetään betonisten puristukaistojen mitoittamiseen seuraavat kaavat:

Mikäli puristussauva on alueella, jossa vaikuttaa poikittainen puristusjännitys tai ei vaikuta poikittaista jännitystä lainkaan (kuva 11), sen mitoituslujuus saadaan kaavasta:

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd}$$

missä f_{cd} on betonin mitoituslujuus puristukselle.



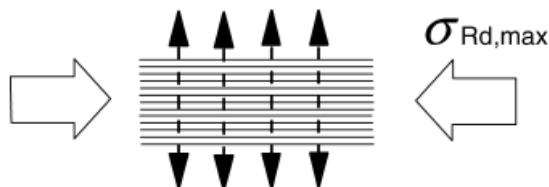
KUVA 11. Betonin puristuskaistan mitoituslujuus kaistassa, jossa ei esiinny vetoa [5 ,s256]

Mikäli kaistalla esiintyy poikittaista vetoa (kuva 12), pienennetään mitoituslujuutta halkeilun takia:

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 \cdot v' \cdot f_{cd}$$

Kussakin maassa käytettävä kertoimen v' arvo voidaan esittää kansallisessa liitteessä. Suositusarvo saadaan yhtälöstä

$$v' = 1 - f_{ck} / 250$$



KUVA 12. Betonin puristuskaistan mitoitus kaistassa, jossa esiintyy poikittaista vetoa. [5 ,s256]

3.2 Vetosauvat

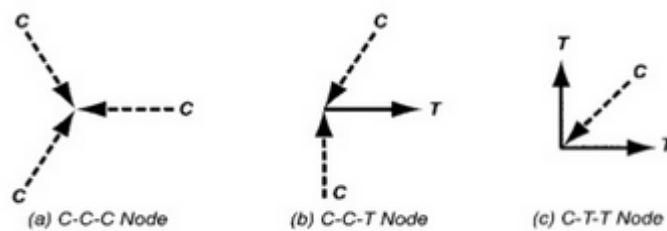
Vetosauvoissa betonin vetolujuutta ei yleensä huomioida ja raudoitusten tai jänneterästen ajatellaan ottavan kaiken vedon. Yksittäistä vetosauvaa todellisessa rakenteessa voisi vastata useampi tanko tai jänne. Terästen painopisteen on oltava vetosauvan vaikutusviivalla. Raudoituksen poikkileikkauksen pinta-ala saadaan yhtälöstä $A_s \geq \frac{T}{f_{yd}}$, jossa T = sauvan vetovoima ja f_{yd} = teräksen myötölujuus.

Vetoraudoituksen ankkuroinnin tulee olla riittävä täydelle plastiselle voimalle solmun taakse.

3.3 Solmut

Puristus- ja vetosauvojen risteyskohtia sanotaan solmuiksi (engl. node). Näissä solmukohtissa tapahtuvat sauvavoimien suunnanmuutokset. Solmut jaetaan keskittyneisiin (engl. concentrated) ja jatkuviin (engl. continuous) solmuihin. Solmu on keskittynyt jos voimien suunnanmuutokset tapahtuvat pienellä alueella, kuten esimerkiksi tuella tai pistekuormien kohdalla olevissa solmuissa. Jos solmun jännitykset pääsevät jakautumaan suurelle alueelle, on solmu jatkuva. Keskittyneet solmut ovat mitoituksen kannalta merkittävämpiä.

Solmujen kohdalla vaikuttavien voimien tulee olla tasapainossa. Ristikomenetelmä perustuu pitkälti juuri tähän solmupisteiden tasapainoyhtälöiden muodostamiseen ja sitä kautta tuntemattomien sauvavoimien ratkaisuun. Solmujen mitoituksessa niitä käsitellään alueina (engl. nodalzone), joissa solmuun liittyvät sauvavoimat jakautuvat solmun reunalle.



KUVA 13. Erilaisia solmutyyppejä [1 ,s54]

- C-C-C solmukohta, vain puristussauvoja (kuva 10a)
- C-C-T solmukohta, puristussauvoja ja yksi vetosauva (kuva 10b)
- C-T-T solmukohta, puristussauva ja kaksi vetosauvaa (kuva 10c)

Eurokoodissa (SFS-EN 1992-1-1) esitetään kaavat solmuissa vaikuttavien puristusjännitysten mitoitusarvoille:

- Puristussolmuissa, joissa solmuun ei ankkuroidu vetosauvoja (kuva 14):

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 v' f_{cd}$$

missä $\sigma_{Rd,max}$ on maksimijännitys, joka voi vaikuttaa solmun reunoilla.

Kussakin maassa käytettävä kertoimen k_1 arvo voidaan esittää kansallisessa liitteessä. Suositusarvo on 1,0.

- Solmuissa, joihin liittyy puristussauvoja ja joihin ankkuroituu vetosauvoja vain yhdessä suunnassa (kuva15):

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 v' f_{cd}$$

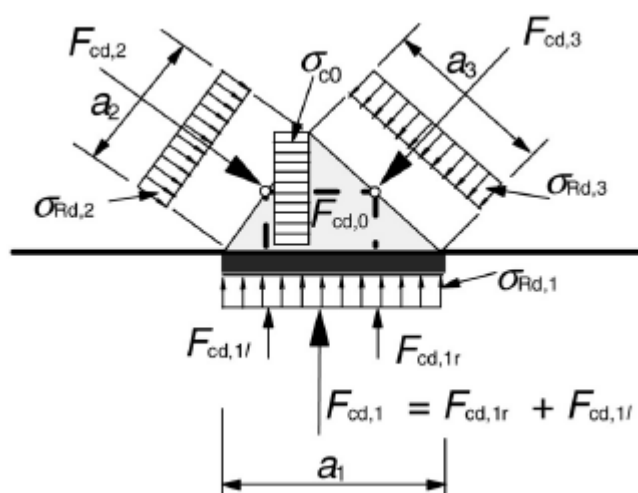
missä $\sigma_{Rd,max}$ on suurempi arvoista $\sigma_{,1}$ ja $\sigma_{Rd,2}$

Kussakin maassa käytettävä kertoimen k_2 arvo voidaan esittää kansallisessa liitteessä. Suositusarvo on 0,85

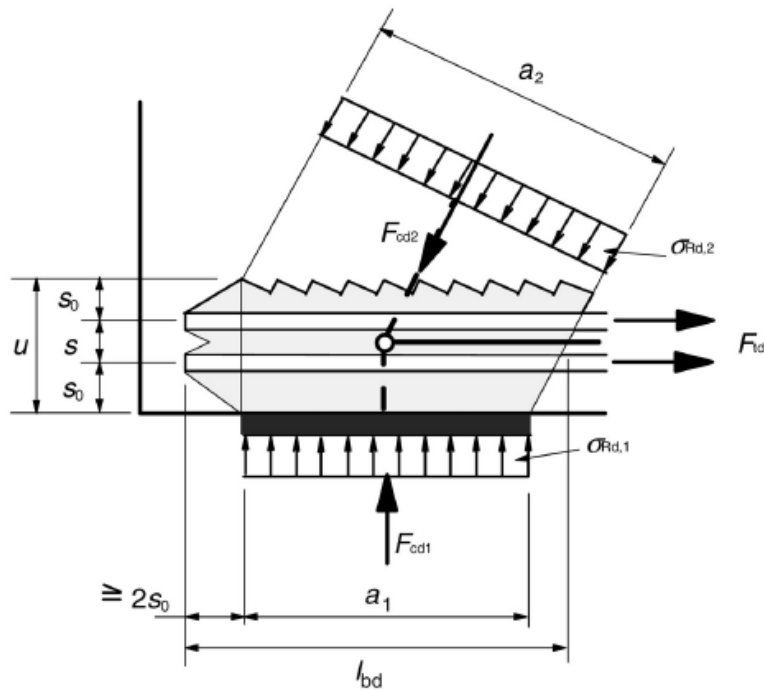
- Solmuissa, joihin liittyy puristussauva ja joihin ankkuroituu vetosauvoja useammassa kuin yhdessä suunnassa (kuva 16):

$$\sigma_{Rd,max} = k_3 v' f_{cd}$$

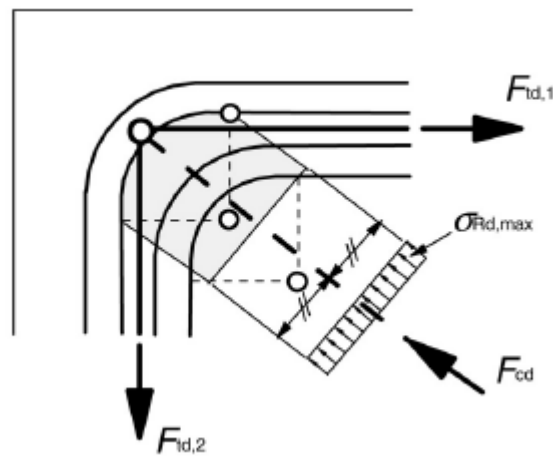
Kussakin maassa käytettävä kertoimen k_3 arvo voidaan esittää kansallisessa liitteessä. Suositusarvo on 0,75



KUVA 14. Solmu, johon liittyy vain puristussauvoja [2 ,s9]



KUVA 15. Puristettu ja vedetty solmu, johon liittyy yhden suunnan vetorausoitus [2, s9]



KUVA 16. Puristettu ja vedetty solmu, johon liittyy kahden suunnan vetorausoitus [2, s10]

3.4 Ristikkoomenetelmän soveltaminen aukolliseen palkkiin:

Engineering Research Journalin artikkelissa STRUT-AND-TIE MODEL AND 3-D NONLINEAR FINITE ELEMENT ANALYSIS FOR PREDICTION OF THE BEHAVIOR OF RC SHALLOW AND DEEP BEAMS WITH OPENINGS [1] käsitellään aukollisen palkin mitoitus ristikkomenetelmän ja elementtimenetelmän avulla. Artik-

kelissa käsitellään sekä tavanomaista palkkia, että korkeaa palkkia. Tähän opinnäytetyöhön on suomennettu tavallisen palkin ristikkomenetelmällä tehty mitoitus.

Huomioitavaa on se, että artikkelissa noudatetaan ACI 318M-11 (amerikkalainen teräs-betonimitoituskoodi, jossa käytetään SI-järjestelmää) sekä Egyptiläistä koodia. Lisäksi reikiin ei ole tehty lisäraudoituksia ja käytössä on korkealujuinen betoni. Ristikko- ja elementtimenetelmällä saatuja tuloksia verrataan tehtyihin kokeisiin, joissa rakenteen todellinen kestävyys on selvitetty. Tässä tutkitaan enempikin reiän murtumista, kuin reiän oikeaoppista raudoitusta.

Palkin koko:

Palkin korkeus $h = 250\text{mm}$

Palkin tehollinen korkeus $d = 210\text{mm}$

Palkin leveys $b = 100\text{mm}$

Tuen leveys $b_1 = 50\text{mm}$

Pistekuorman leveys $b_2 = 100\text{mm}$

Aukon koko = $100\text{mm} \times 300\text{mm}$

Materiaalit:

Betonin lieriölujuus $f'_c = 52\text{ MPa}$

Betonin laskentalujuus $f_{ce} = 0,85 \times 52\text{ MPa} = 44,20\text{ MPa}$

Pääraudoituksen myötölujuus $f_y = 400\text{ MPa}$

Leikkausraudoituksen myötölujuus $f_{yv} = 240\text{ MPa}$

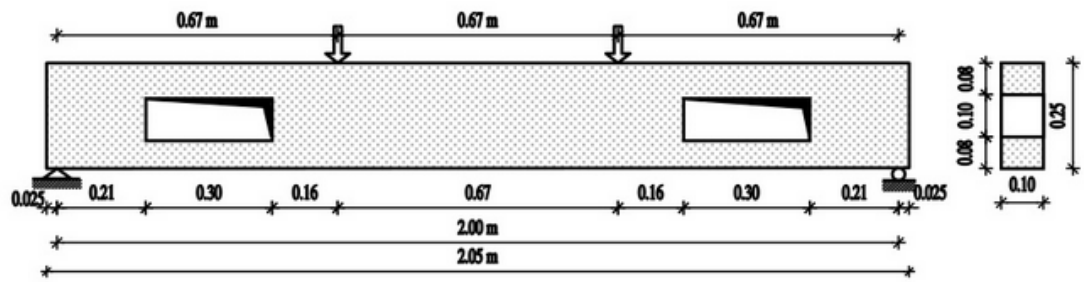
Pääraudoituksen pinta-ala $A_s = 314,16\text{ mm}^2$ ($4\phi 10$)

Leikkausraudoituksen pinta-ala $A_{sv} = 50,27\text{ mm}^2$ /leike

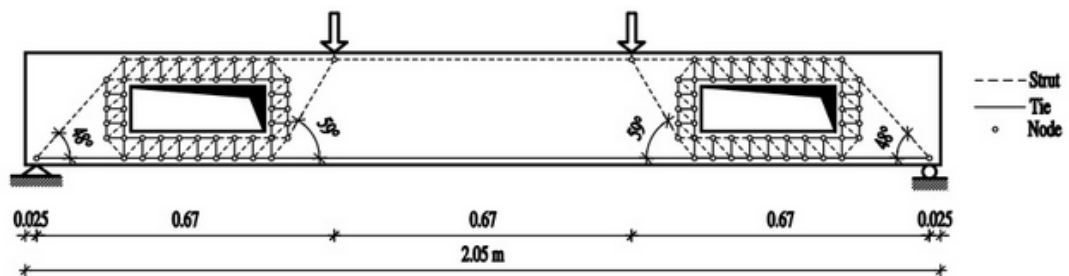
Laskuissa betonin kestävyydelle on erikseen arvo solmuilla ja puristussauvoilla. Näihin arvoihin viitataan yläindekseillä n (solmu) ja s (puristussauva). Lisäksi kestävyyksien eteen tulee kerroin β_n . Puristussauvoille $\beta_n = 1.0$, kun sauva on suorakaiteen muotoinen, kuten tässä esimerkissä kaikki ovat. Solmuille kertoimet saadaan seuraavasta taulukosta:

TAULUKKO 1. Solmualueiden β_n -kertoimet

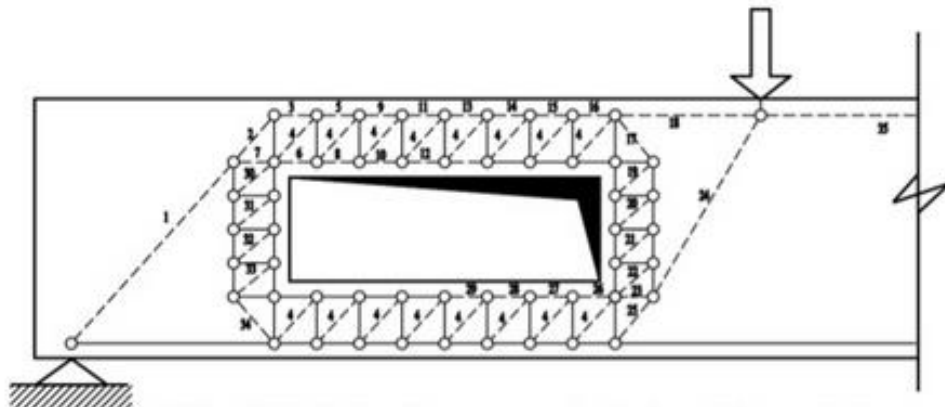
Solmualue	β_n
Puristus - Puristus - Puristus (C-C-C)	1.00
Puristus - Puristus - Veto (C-C-T)	0.80
Puristus - Veto - Veto (C-T-T)	0.60
Veto - Veto - Veto (T-T-T)	0.40



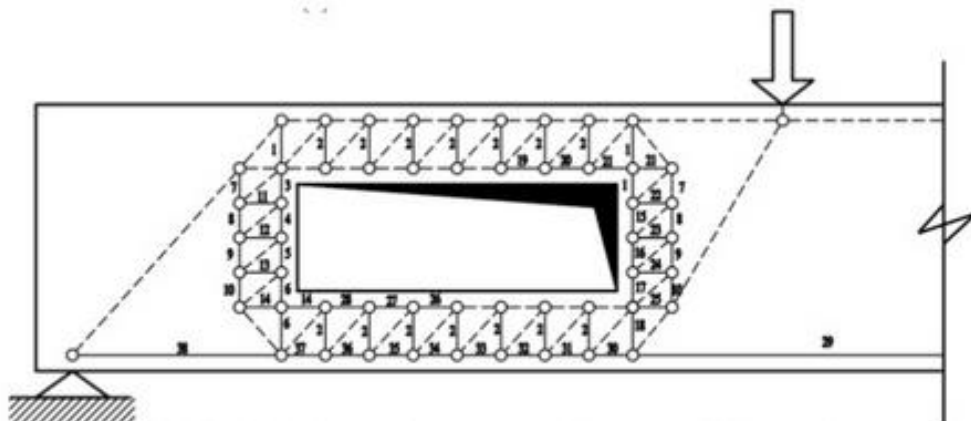
KUVA 17. Palkin dimensiot [1, s56]



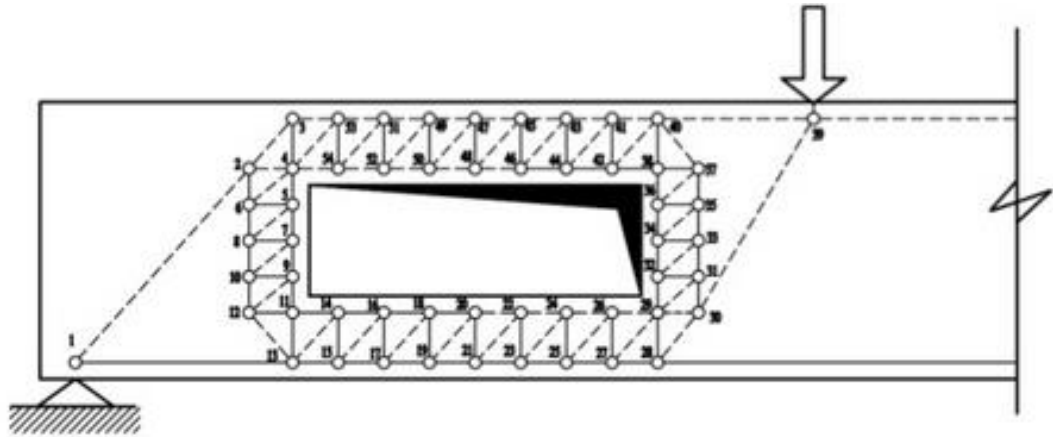
KUVA 18. Ristikkomalli [1, s56]



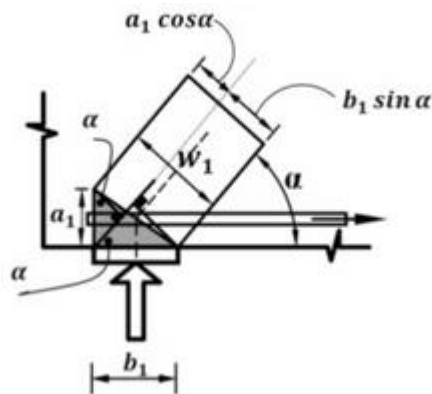
KUVA 19. Puristussauvojen numerointi [1, s56]



KUVA 20. Vetosauvojen numerointi [1, s57]



KUVA 21. Solmujen numerointi [1, s58]



KUVA 22. Tuen 1 solmualue [1 ,s58]

Sisäinen momenttivarsi L_d :

Sisäinen momenttivarsi saadaan kun palkin korkeudesta vähennetään tuen kohdalla olevan solmun korkeuden a_1 ja pistekuorman kohdalla olevan solmun korkeuden a_2 summan puolikas.

Solmun N_1 korkeus:

$$a_1 = n \phi_{bars} + 2c + (n - 1)s$$

missä n kertoo kuinka monessa kerroksessa teräksiä on, ϕ_{bars} = terästen halkaisija, c = betonin suojaetäisyys ja s = terästen välinen etäisyys.

$$a_1 = 2 \times 10mm + 2 \times 25mm + (2 - 1)10mm = 80mm$$

Pistekuorman kohdalla olevan solmun korkeus a_2 vastaa puristussauvan S_{35} korkeutta. Silloin tasapaino ehdon mukaan:

$$T_{29} = S_{35}$$

$$A_s f_y = 0,85 f'_c b a_2$$

$$314,16 \text{ mm}^2 \times 400 \text{ N/mm}^2 = 0,85 \times 52 \text{ N/mm}^2 \times 100 \text{ mm} \times a_2$$

$$a_2 = 28,43 \text{ mm}$$

Sisäinen momenttivarsi:

$$L_d = h - 0,5 (a_1 + a_2) = 195,79 \text{ mm}$$

Puristussauvojen leveydet puristussauvasta S_1 puristussauvaan S_{35} on laskettu tukien koon mukaan ja ne esitetään taulukossa 4.

Ristikossa olevien sauvojen voimat ovat laskettu puristetuille sauvoille taulukossa 2 ja vedetyille sauvoille taulukossa 3.

Taulukoiden pohjalta on laskettu leikkausvoima V_n :

$$V_n = S_{24n} \sin a_5 = 27,84 \text{ kN} \times \sin 57^\circ = 23,35 \text{ kN}$$

Josta saadaan maksimi kuormitus P_{STM} :

$$P_{STM} = 2 V_n = 46,70 \text{ kN}$$

Koska solmussa N_{39} ei kapasiteetti riitä, pienennetään maksimikuormitusta solmussa tapahtuneen ylityksen suhteella:

$$P_{STM} = 46,70 \text{ kN} \times \frac{88,40 \text{ kN}}{119,80 \text{ kN}} = 34,46 \text{ kN}$$

HUOM! Myös yhdessä puristussauvassa kapasiteetti ylitettiin, mutta ylitys oli suhteessa pienempi kuin solmussa.

HUOM! Laskuesimerkissä kulma $a_5 = 57^\circ$. Kuitenkin kuvissa sauvan S_{24} kulma on 59° . Oletettavasti alkuperäisessä artikkelissa on tehty huolimattomuus virhe.

TAULUKKO 2. Puristussauvojen voimat

Osan numero	Voima kN	Osan numero	Voima kN
1	115,23	19	33,2
2	80,68	20	27,48
3	75,05	21	25,47
4	35,6	22	23,87
5	95,22	23	44,14
6	81,47	24	74,43
7	90,24	25	38,47
8	45,12	26	33,48
9	98,49	27	31,78
10	55,65	28	30,41
11	88,45	29	29,17
12	74,48	30	41,14
13	87,98	31	44,18
14	77,41	32	47,14
15	57,45	33	53,45
16	74,46	34	35,45
17	34,45	35	119,8
18	81,47		

TAULUKKO 3. Vetosauvojen voimat

Osan numero	Voima kN	Osan numero	Voima kN
1	25,14	20	45,14
2	30,47	21	48,78
3	28,17	22	34,12
4	35,14	23	26,45
5	37,18	24	27,84
6	45,19	25	28,41
7	51,07	26	30,04
8	45,14	27	31,05
9	43,48	28	43,48
10	37,14	29	50,14
11	33,48	30	40,22
12	39,48	31	38,15
13	41,18	32	35,14
14	46,47	33	33,48
15	54,66	34	31,17
16	43,15	35	30,12
17	47,14	36	29,14
18	34,18	37	47,14
19	33,14	38	43,47

TAULUKKO 4. Puristussauvojen kestävyys

Osan numero	$f_{ce}^{s,j}$	Sauvan leveys	Sauvan jännitys kapasiteetti	Sauvan jännitys	Tarkistus	Osan numero	$f_{ce}^{s,j}$	Sauvan leveys	Sauvan jännitys kapasiteetti	Sauvan jännitys	Tarkistus
1	44,20	92,91	410,66	115,23	OK	20	44,20	20,00	88,40	45,14	OK
2	44,20	20,00	88,40	80,68	OK	21	44,20	20,00	88,40	48,78	OK
3	44,20	28,43	125,66	75,05	OK	22	44,20	20,00	88,40	34,12	OK
4	44,20	20,00	88,40	35,60	OK	23	44,20	20,00	88,40	26,45	OK
5	44,20	28,43	125,66	95,22	OK	24	44,20	99,35	439,13	27,84	OK
6	44,20	20,00	88,40	81,47	OK	25	44,20	20,00	88,40	28,41	OK
7	44,20	20,00	88,40	90,24	EI	26	44,20	20,00	88,40	30,04	EI
8	44,20	20,00	88,40	45,12	OK	27	44,20	20,00	88,40	31,05	OK
9	44,20	28,43	125,66	98,49	OK	28	44,20	20,00	88,40	43,48	OK
10	44,20	20,00	88,40	55,65	OK	29	44,20	20,00	88,40	50,14	OK
11	44,20	28,43	125,66	88,45	OK	30	44,20	20,00	88,40	40,22	OK
12	44,20	20,00	88,40	74,48	OK	31	44,20	20,00	88,40	38,15	OK
13	44,20	28,43	125,66	87,98	OK	32	44,20	20,00	88,40	35,14	OK
14	44,20	28,43	125,66	77,41	OK	33	44,20	20,00	88,40	33,48	OK
15	44,20	28,43	125,66	57,45	OK	34	44,20	20,00	88,40	31,17	OK
16	44,20	28,43	125,66	74,46	OK	35	44,20	20,00	88,40	30,12	OK
17	44,20	20,00	88,40	34,45	OK	36	44,20	20,00	88,40	29,14	OK
18	44,20	28,43	125,66	81,47	OK	37	44,20	20,00	88,40	47,17	OK
19	44,20	20,00	88,40	33,20	OK	38	44,20	20,00	88,40	43,47	OK

TAULUKKO 5. Merkittävät solmut

Solmun numero	Tyyppi	β_n	Ympäröivät voimat, kN	C/T	Käytössä oleva leveys, mm	f_{ce}^{nl}	Maksimi kapasiteetti, kN	Todellinen voima, kN	Tarkistus
1	CCT	0.8	115.23	C	92.91	35.36	328.53	115.23	OK
		0.8	43.47	T	80.00	35.36	282.88	43.47	OK
		0.8	23.35	C	50.00	35.36	176.80	23.35	OK
39	CCC	1.00	23.35	C	100.00	44.20	442.00	23.35	OK
		1.00	30.47	C	28.43	44.20	125.66	30.47	OK
		1.00	74.43	C	99.35	44.20	439.13	74.43	OK
		1.00	119.80	C	20.00	44.20	88.40	119.80	EI

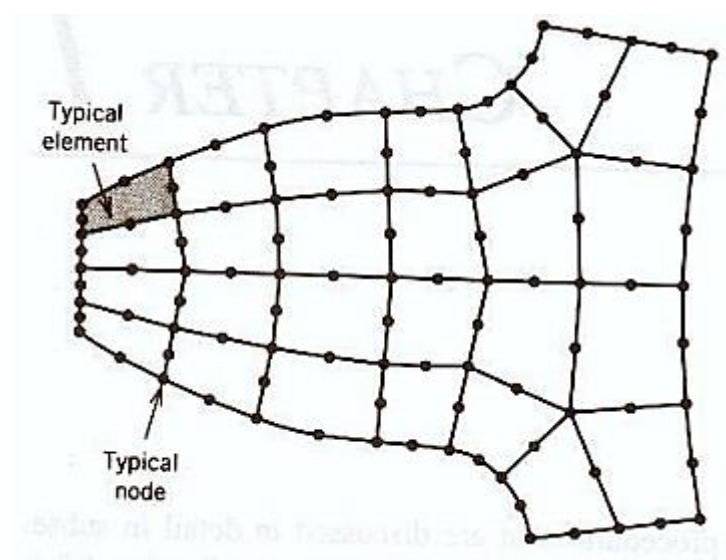
Ristikkomenetelmällä saatua kestävyyttä verrattiin koepuristuksen tulokseen. Todellinen palkki murtui 41.00 kN kuormituksella. Ristikkomenetelmällä saadun tuloksen tarkkuus oli siis:

$$\frac{34,46 \text{ kN}}{41,00 \text{ kN}} = 0,84 = 84\%$$

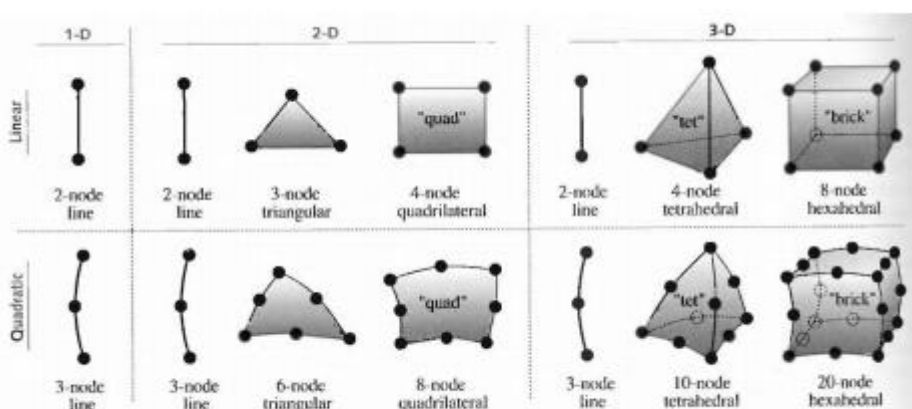
Esimerkissä ei oteta kantaa raudoitukseen, mutta toisaalta vetosauvojen voimia ja kapasiteettia ei verrata missään kohtaa. Tämä viittaa siihen, että vetosauvojen kohdalla ajatellaan olevan teräkset.

4 Elementtimenetelmä

Elementtimenetelmä tunnetaan nimellä FEM (engl. finiteelementmethod) tai FEA (engl. finiteelementanalysis). Se on numeerinen menetelmä, jota voidaan käyttää siirtymien, jännitysten, venymien, lämpölaajenemisten yms. laskemiseen. Elementtimenetelmän ideana on jakaa monimutkainen rakenne yksinkertaisiin ja helposti hallittaviin osiin, eli elementteihin. Elementit voivat olla yksiulotteisia sauvoja, kaksiulotteisia tasoja tai kolmiulotteisia. Elementit liitetään takaisin toisiinsa pistemäisillä solmuilla (engl. node). Solmuille määritetään vapausasteet sen mukaan, minkälaisia siirtymiä niissä pystyy tapahtumaan. Juuri tästä vapausasteiden rajoittamisesta tulee menetelmän englanninkieliseen nimeen sana ”finite” eli rajallinen.



KUVA Epäsäännöllisen geometrian omaata kappale on jaettu elementeiksi. Pisteet esittävät solmuja. [9]



KUVA . Erilaisia elementtejä. Alarivillä olevissa elementeissä solmuja on lisätty.[8. s6]

Elementtimenetelmän keskeisin yhtälö on:

$$R = K U$$

Rakenteiden mitoituksessa R on rasitusmatriisi. Sillä kuvataan voimia, jotka solmupisteissä vaikuttavat. K kuvaa elementin ominaisuuksia, rakenteita mitoittaessa se on jäykkymatriisi. U kuvaa käyttäytymistä. Rakenteiden mitoituksessa U on siirtymämatriisi, joka kuvaa solmujen siirtymiä.

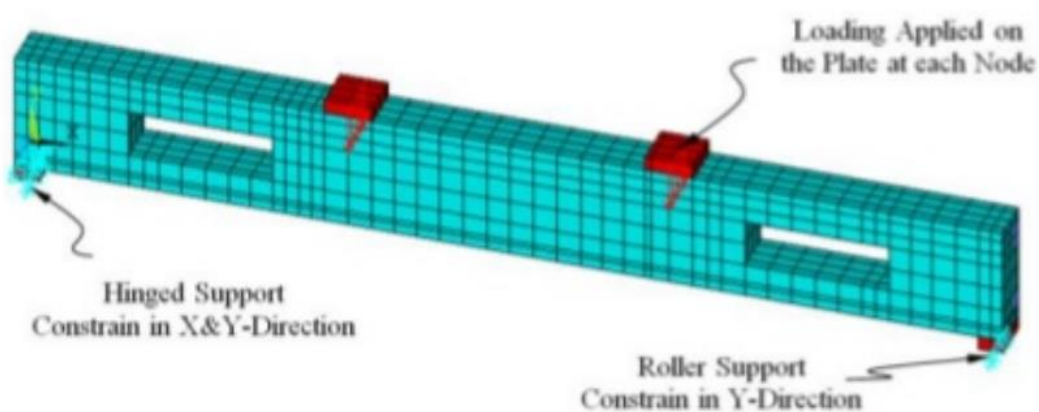
Sama yhtälö pätee niin globaalisti koko rakenteeseen, kuin yksittäisiin elementteihinkin. Elementtimenetelmässä tuntemattomat arvot saadaan ratkaistua matriisiyhtälöiden kautta. Yhtälöt voivat olla lineaarisia tai epälineaarisia. Linearisessa yhtälössä R ja U ovat ajan t funktioita. Tällöin voidaan käyttää Gaussin eliminointimenetelmää tai iteraatiomenetelmää yhtälöiden ratkaisemiseen. Yhtälö on epälineaarinen jos K on myös U :n funktio. Tällöin numeeriset menetelmät ovat käyttökelvottomia ja joudutaan turvautumaan iteraatioon. Lähes poikkeuksetta todelliset rakenteet toimivat epälineaarisesti. Epälineaarisuutta aiheuttaa esimerkiksi muutokset kappaleen geometriassa (kuten aukot) tai materiaalissa.

Elementtimenetelmä on aina likiarvomenetelmä, mutta mitä pienempiin elementteihin rakenne jaetaan ja mitä enemmän solmuja on, sitä tarkempia tulokset ovat. Elementtimenetelmä on käsin laskettaessa erittäin työläs ja vaikea. Jo melko yksinkertaisia rakenteita mitoittaessa tulee matriiseista suuria. Tämän johdosta elementtimenetelmää käytetään lähinnä tietokoneiden avulla. Koska tietokoneilla on suuri laskentakapasiteetti, voidaan elementtiverkoista tehdä todella monimutkaisia ja näin saadaan erittäin tarkkoja tuloksia. Lisäksi tietokoneiden avulla voidaan mallintaa monimutkaisia 3-ulotteisia rakenteita.

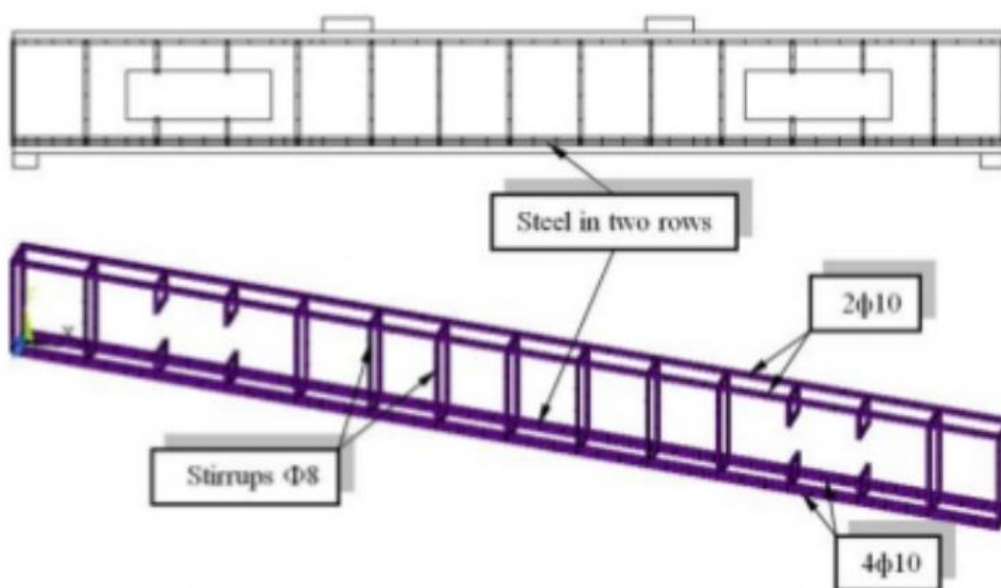
Nykyisin rakenteiden mallinnuksessa käytetään paljon erilaisia CAD –ohjelmia (engl. computer-aided design). Yksi elementtimenetelmän suurimmista eduista on FEM- ja CAD –ohjelmien yhteensopivuus. Kolmiulotteisesti mallinnetut rakenteet voidaan siirtää FEM –laskentaohjelmaan ja jotkut CAD –ohjelmat osaavat jopa itse suorittaa FEM-laskentaa.

4.1 Elementtimenetelmän soveltaminen aukolliseen palkkiin

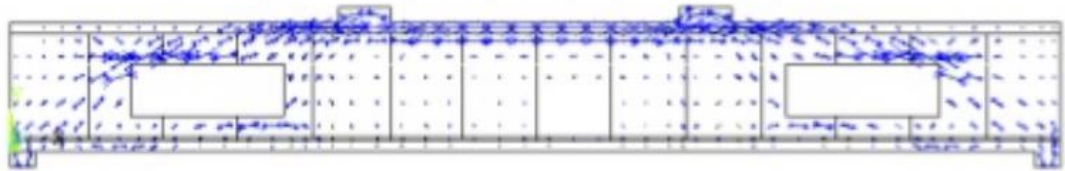
Ristikkomenetelmää käsiteltäessä viitattiin Engineer research journalin artikkeliin, jossa aukollisen palkin mitoituksessa käytettiin ristikkomenetelmää ja FEM-mallia. Artikke-
lissa esitettiin ANSYS-12 –ohjelmalla tehty FEM-mitointus samalle palkille, jota tarkas-
teltiin ristikkomenetelmällä.



KUVA 23. ANSYS-12 –ohjelmaan mallinnettu palkki [1]



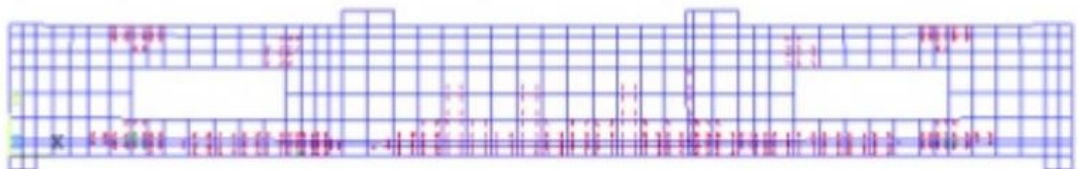
KUVA 24. Palkin raudoitus. Alapinnan pääteräket ovat kahdessa kerroksessa [1]



KUVA 25. Puristusjännitystrajektoriat [1]



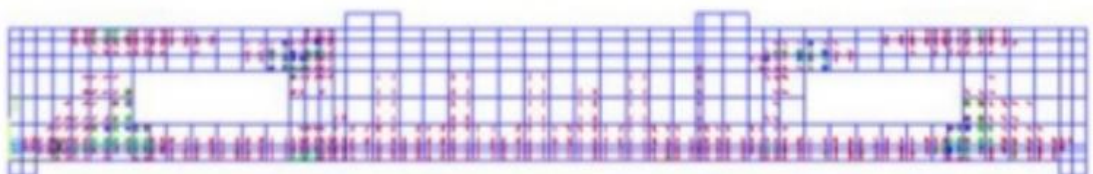
KUVA 26. Punaisella merkitty ensimmäiset halkeamat kuorman ollessa 14,86 kN [1]



KUVA 27. Taipumasta aiheutuvia halkeamia kuorman kasvaessa [1]



KUVA 28. Leikkausvoimasta aiheutuvat halkeamat kuorman ollessa 33,40 kN [1]



KUVA 29. Halkeamat murtumishetkellä kuorman ollessa 42 kN [1]

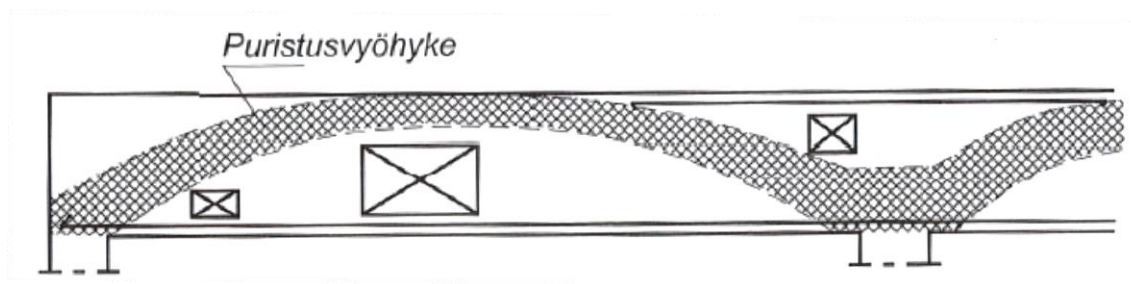
Elementtimenetelmällä tehdyn mallin palkki kesti 42 kN kuormituksen ja todellinen palkki 41 kN. Mitoituksen tarkkuus oli siis 98%.

5 Käsinlaskenta menetelmät

Mitoittaessa aukollisia palkkeja voidaan käyttää myös erilaisia varmale puolelle meneviä yksinkertaistettuja menetelmiä. Menetelmien etuna on niiden helppous, laskenta voidaan suorittaa käsin ja tuloksia on helppo tulkita. Vaikka tietokoneet hoitavat ongelmitta monimutkaisia laskutoimituksia, on muistettava, etteivät ne itse kykene ajattelemaan rakenteiden järkevyyttä. Mikäli ihminen tekee virheen rakennetta mallintaessa on tietokoneen tulokset virheellisiä. Erittäin monimutkaisissa FEM -malleissa virheen huomaaminen on vaikeaa.

Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus, by210 on esitetty seuraavanlaiset menetelmät suorakaide- ja pyöreiden reikien mitoitukseen:

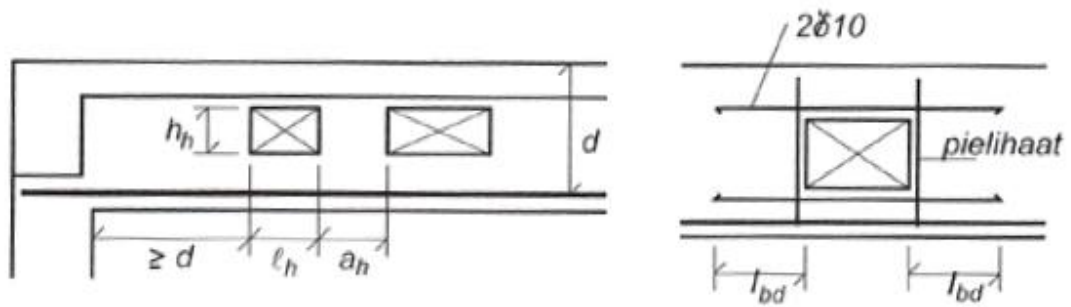
Mikäli mahdollista pyritään reiästä tekemään pyöreä, tai suorakaidereiän nurkat pyöristetään. Myös reikien ympärille tulevat paikalliset rasitukset on huomioitava lisäraudoituksella. Suuret ja korkeat reiät tulee sijoittaa alueelle, jossa leikkausvoimat eivät ole suuria. Erityisesti jatkuvan palkin tuen reunasta hyötykorkeuden d etäisyydelle sijoitetut reiät heikentävät kantokykyä. Optimaalinen alue reikien sijoitukselle on jännevälän keskimäinen kolmannes. Kuvassa 30 on esitetty sopivia reikien paikkoja.



KUVA 30. Reikien sopivat sijoituspaikat [7 ,s384]

5.1 Pienet reiät:

Reikää voidaan pitää pienenä jos $l_h \leq 0,6h$. Pienet reiät eivät vaikuta rakenteen kantokykyyn, jos ne eivät sijaitse puristusvyöhykkeellä. Halkeilun takia reiän pielet on kuitenkin lisäraudoitettava.



KUVA 31. Pienten reikien sijoittaminen ja lisäraudoitus [7 ,s384]

5.2 Keskisuuret ja suuret reiät:

Jos $l_h > 0,6h$ tarkastellaan reiällisen palkin toimintaa perusteellisemmin.

Keskisuuren reiän tulee toteuttaa seuraavat ehdot. Mikäli ehdot eivät toteudu, on reiän vaikutus palkin muodonmuutoksiin ja jatkuvan palkin voimasuureiden jakautumaan tarkastettava.

$$(k - 1)\delta^3 \leq 0,1$$

$$k = \frac{I_0}{I}$$

I_0 = ehjän palkin poikkileikkauksen jäyhyysmomentti

I = reiän yläpuolisen (puristuspuolella olevan) palkin osan jäyhyysmomentti

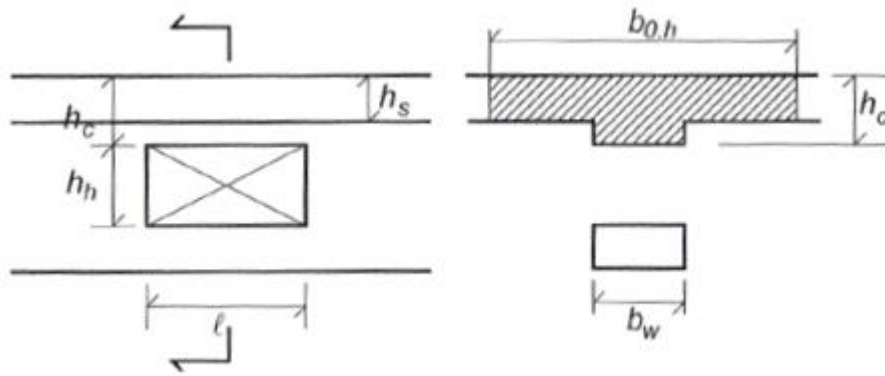
$$\delta = l_h/L$$

Laattapalkeilla voidaan puristuspuolen leveydeksi ottaa sama arvo kuin mitoitettaessa ehjää palkkia taivutukselle. Jäyhyysmomenttia laskettaessa kuitenkin leveytenä toimii

$$b_{0,h} \leq 2 h_c + b_w$$

Jos reikä ulottuu laatan alapintaan saakka:

$$b_{0,h} = 0,5 l_h \geq 2 h_s$$



KUVA 32. Reiän kohdalla olevan puristuspuolen toimiva leveys [7 ,s385]

Mikäli reikä toteuttaa seuraavat ehdot, voidaan paikallinen voimasuuretarkastelu reiän kohdalla tehdä likimääräisen mekaanisen mallin avulla.

Reiän on toteutettava seuraavat ehdot:

- Reiän etäisyys tuelta on yli d
- Reiän pituus $l_h \leq 2h$
- $(k - 1)\delta^3 \leq 0,1$
- peräkkäiset reiät ovat vähintään h_h etäisyydellä toisistaan (jos $a_h < h_h$ ajatellaan reiät yhdeksi isoksi reiäksi)

1. Selvitetään palkin ulkoiset voimasuureet $M_{m.Ed}$ ja $V_{m.Ed}$ pystyleikkauksessa m-m.

2. Reiän yläpuolisessa osassa (yläpaarteessa) vallitsee puristusjännitys N_c .

Reiän alapuolisessa osassa (alapaarteessa) vallitsee vetojännitys N_t .

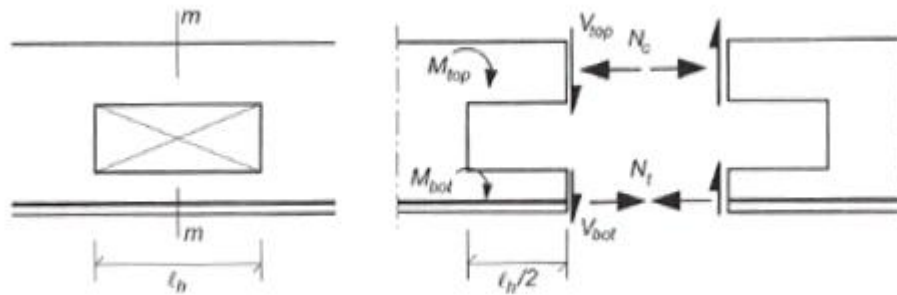
Voimat ovat yhtä suuret: $N_c = N_t = \frac{M_{m.Ed}}{z}$

z = etäisyys vetoraudoituksen painopisteestä puristuspuolen painopisteeseen.

3. Leikkausvoiman $V_{m.Ed}$ aiheuttama paikallinen taivutus on suurimmillaan reiän nurkissa. Leikkausvoima jaetaan reiän ylä- ja alapuolisille paarteille $V_{m.Ed} = V_{top} + V_{bot}$. Teoriassa paarteiden siirtymäjäykkyudet määräävät miten leikkausvoima jakautuu. Mikäli leikkaussiirtymät jätetään huomioimatta, ovat siirtymäjäykkyudet verrannollisia taivutusjäykkyysiin. Koska vedon takia halkeilleen alapaarteen taivutusjäykkyys on pieni verrattuna puristettuun yläpaarteeseen, jakaantuvat leikkausvoimat seuraavalla tavalla:

$$V_{top} = 0.8 - 1.0 V_{m.Ed}$$

$$V_{bot} = 0.2 - 0 V_{m.Ed}$$



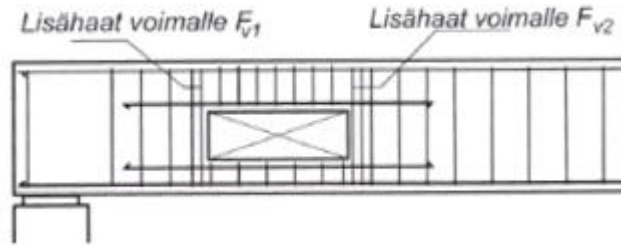
KUVA 33. Reiän voimasuureet [7 ,s386]

4. Paarteiden mitoitus tehdään näille leikkausvoimille. Yleensä yläpaarteen ajatellaan ottavan kaiken leikkausvoiman $V_{top} = V_{m.Ed}$. Näin saadaan leikkausraudoitus tehtyä helpommin.

5. Puristuspuolen nurkissa vaikuttaa lisämomentit $\pm V_{top} \frac{l_h}{2}$. Lisäksi ulkoinen kuormitus aiheuttaa paikallisen taivutusmomentin $-\frac{1}{12} p_d l_h^2$. Suurin paikallinen momentti reiän pielissä on siis $M_{top} = V_{top} \frac{l_h}{2} + \frac{1}{12} p_d l_h^2$. Yläpaarre mitoitetetaan siis puristavalle normaalivoimalle N_c , momentille M_{top} ja haat mitoitetetaan leikkausvoimalle V_{top} .

6. Alapaarre mitoitetetaan vetovoimalle N_t ja taivutusmomentille $V_{bot} \frac{l_h}{2}$. Eli jos yläpaarteen ajatellaan ottavan kaiken leikkauksen, ei alapaarteeseen tarvita lisäraudoitusta ehjään palkkiin verrattuna.

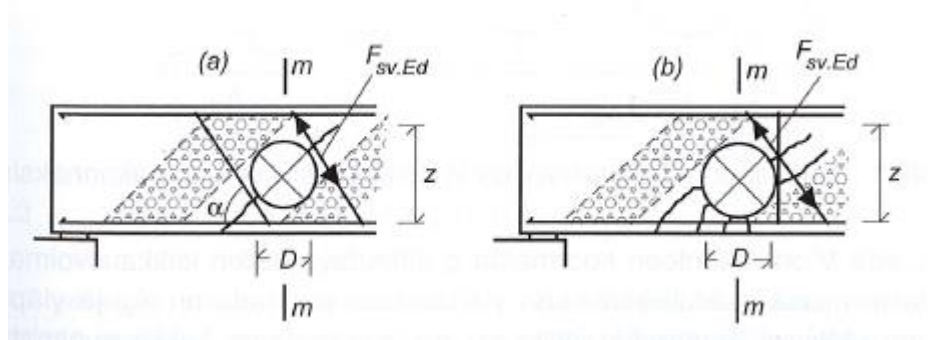
7. Vaakahalkeaminen takia reikien pieliin tarvitaan lisähaat. Tuen puoleisen pielen lisähaat mitoitetetaan voimalle $F_{v1} = \max \left\{ \left(1 + \frac{l_h}{2z} \right) V_{bot} - \frac{V_{m.Ed}}{4} ; V_{bot} \right\}$. Kentän puoleiseen pielen lisähaat voimalle $F_{v2} = \max \left\{ \left(\frac{l_h}{z} + 1 \right) \frac{V_{m.Ed}}{2} ; V_{top} \right\}$



KUVA 34. Periaatekuva raudoituksesta reiän kohdalla [7 ,s387]

5.3 Pyöreät reiät:

Mikäli reiän halkaisija $D < 0,25d$ voidaan reikää pitää pienenä ja se voidaan sijoittaa vapaasti palkin uuman vedetylle alueelle. Jos reiän halkaisija $D \geq 0,25d$ tulee sen pieliin mitoittaa vinohaavat tai pystyhaavat. Hakojen määrä riippuu reiän tai reikien sijoituksesta.



KUVA 35. Pyöreiden reikien halkeilu ja rauditus [7 ,s387]

Kun reikä sijoitetaan palkin keskikorkeudelle leikkausvoima $V_{m.Ed}$ voidaan siirtää reiän ylä- tai alapuolelta (kuva 35a). Kun halkeama leikkaa vain kahta reiän ympärillä olevaa haka, haan vetovoima saadaan kaavasta:

$$F_{sv.Ed} = \frac{V_{m.Ed} D}{2 \sin \alpha z}$$

Kun reiän alapuoli jätetään matalaksi (kuva 35b), ei palkkiin pääse kehittymään täyden ristikkomallin mukaista voimatasapainoa, tällöin leikkausvoima siirtyy vain reiän yläpuolelta. Kentän puoleisen reunan halkeamia voidaan hallita pystyhaalla ja vinohaka vastakkaisessa reunassa mitoitetaan koko leikkausvoimalle $V_{m.Ed}$. Haan vetovoima saadaan kaavasta:

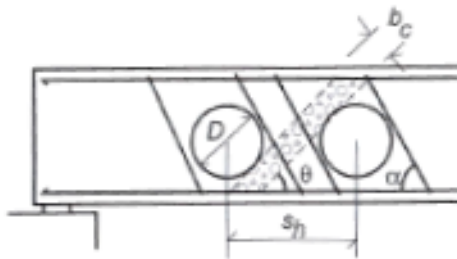
$$F_{sv.Ed} = \frac{V_{m.Ed}}{\sin \alpha} \frac{D}{z}$$

Jos uumassa on pyöreitä reikiä tasavälein, voidaan niitä kutsua sarjarei'iksi. Reikiä ei saa sijoittaa liian lähelle toisiaan jotta ne eivät alkaisi toimimaan Vierdeel-systeemin tavoin. Vierendeel-systeemissä reikien välisiin uumaosiin kehittyy vaakasuoria leikkausvoimia. Nämä voimat voivat aiheuttaa uuman kapeimpaan osaan vinon leikkausmurtuman tai puristusmurtuman. Tämän välttämiseksi peräkkäisten pyöreiden reikien tulee toteuttaa seuraavat ehdot:

$$s_h \geq \frac{D + b_c}{\sin \theta}$$

$$b_c \geq \frac{V_{m.Ed}}{b_w f_{cd2} \sin \theta}$$

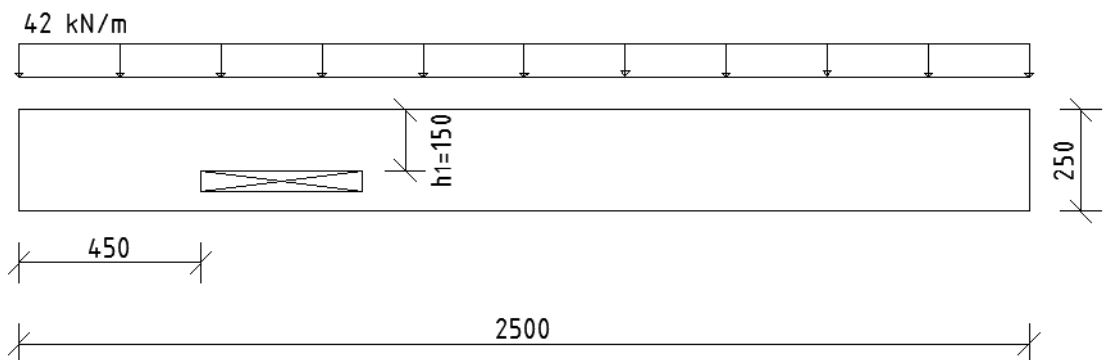
$$f_{cd2} = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd}$$



KUVA 36. Peräkkäiset reiät [7 ,s388]

5.4 Laskuesimerkki

Seuraavassa laskuesimerkissä mitoitetaan palkki, jonka uumassa on keskisuuri reikä



KUVA 37. Mitoitettavan palkin dimensiot ja kuormitus.

Palkin mitat:

Palkin pituus $L = 2500\text{mm}$

Palkin korkeus $h = 250\text{mm}$

Palkin leveys $b = 120\text{mm}$

Reiän koko:

Reiän korkeus $h_r = 50\text{mm}$

Reiän pituus $l_h = 400\text{mm}$

Kuormitus

$$p_d = 42 \text{ kN/m}$$

Reiän kokoa koskevat ehdot:

$$l_h > 2h$$

$$400\text{mm} > 500\text{mm} \text{ OK!}$$

$$(k - 1)\delta^3 \leq 0,1$$

$$\text{missä } k = \frac{I_0}{I}$$

$$I_0 = \frac{b h_0^3}{12} = \frac{120\text{mm} \times (250\text{mm})^3}{12} = 1563 \times 10^4 \text{mm}^4$$

$$I = \frac{b h_1^3}{12} = \frac{120\text{mm} \times (150\text{mm})^3}{12} = 337,5 \times 10^4 \text{mm}^4$$

$$k = \frac{1563 \times 10^4 \text{mm}^4}{337,5 \times 10^4 \text{mm}^4} = 4,63$$

$$\delta = \frac{l_h}{L} = \frac{400 \text{ mm}}{2500 \text{ mm}} = 0,16$$

$$(4,63 - 1)0,16^3 = 0,015 \leq 0,1 \text{ OK!}$$

Reiän oltava vähintään korkeuden h etäisyydellä tuelta. Tuki on nyt 100mm ja reikä sijaitsee 450mm palkin reunasta.

Yläpaarteen puristava normaalivoima saadaan ulkoisesta momentista $M_{m,Ed}$:

$$M_{m,Ed} = 0,65 \text{ m} \times 50,4 \text{ kN} - 42 \text{ kN/m} \times 0,65 \text{ m} \times 0,325 \text{ m} = 23,9 \text{ kNm}$$

Etäisyys vetorausoituksen painopisteestä puristuspaarteen painopisteeseen z :

$$z = 250 \text{ mm} - 15 \text{ mm} - 6 \text{ mm} - 5 \text{ mm} - 75 \text{ mm} = 149 \text{ mm} = 0,149 \text{ m}$$

Normaalivoima N_c :

$$N_c = \frac{M_{m,Ed}}{z} = \frac{23,9 \text{ kNm}}{0,149 \text{ m}} = 160,3 \text{ kN}$$

Tässä esimerkissä yläpaarteen ajatellaan ottavan kaiken leikkausvoiman, jolloin:

$$V_{m,Ed} = V_{top} = 50,4 \text{ kN} - 42 \text{ kN/m} \times 0,65 \text{ m} = 23,1 \text{ kN}$$

Yläpaarre oletetaan täysin plastisoituneeksi, jolloin epäkeskeisyyttä ei huomioida.

Materiaalien ominaisuudet:

Betoni: 25/30

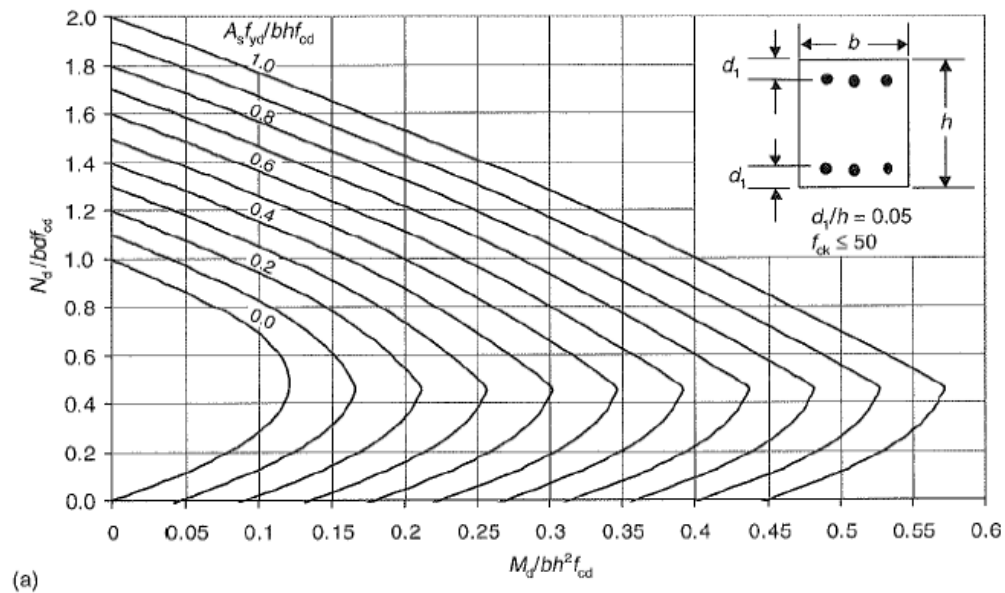
$$f_{cd} = \frac{0,85 \times 25 \text{ MPa}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

Teräket A500HW

$$f_{yd} = \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$$

5.4.1 Pääraudoitus mitoitetaan normaalivoimalle N_c ja momentille M_{top} :

Pääraudoitus mitoitetaan eurokoodi SFS-EN 1992-1-1 mitoituskäyrästä. Käyrästä saadaan raudoitussuhde suhteellisen normaalivoiman ja suhteellisen momentin avulla.



KUVA 38. Mitoituskäyrästä [5 ,s223]

Suhteellinen normaalivoima:

$$v = \frac{N_c}{b h f_{cd}} = \frac{160,3 \times 10^3 N}{120 \text{ mm} \times 150 \text{ mm} \times 14,2 \text{ N/mm}^2} = 0,63$$

Reiän pielessä vallitseva momentti:

$$M_{top} = \frac{V_{top} l_h}{2} + \frac{p_d l_h}{12} = \frac{23,1 \text{ kN} \times 0,4 \text{ m}}{2} + \frac{40,2 \text{ kN/m} \times 0,4 \text{ m}}{12} = 5,96 \text{ kNm}$$

Suhteellinen momentti:

$$\mu = \frac{M_{top}}{b h^2 f_{cd}} = \frac{5,96 \times 10^6 \text{ Nmm}}{120 \text{ mm} \times (150 \text{ mm})^2 \times 14,2 \text{ N/mm}^2} = 0,155$$

Käyrästöstä saatu arvo:

$$\frac{A_s f_{yd}}{b h f_{cd}} = 0,2$$

$$A_s = 0,2 b h \frac{f_{cd}}{f_y} = 0,2 \times 120\text{mm} \times 150\text{mm} \frac{14,2 \text{ N/mm}^2}{434,8 \text{ N/mm}^2} = 117,6 \text{ mm}^2$$

Laitetaan 4T8 (201mm²) asennuksen helppouden takia.

5.4.2 Leikkaushaati:

Mitoitetaan yläpaarteen leikkausraudoitus ikään kuin se olisi tavallinen palkki.

Leikkausvoima yläpaarteen keskellä: $V_{top} = 23,1 \text{ kN}$

Teräksset A500HW

$$f_{y,wd} = \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$$

Valitaan $\cot \theta = 1$

Tehollinen korkeus d:

$$d = 150\text{mm} - 15\text{mm} - 6\text{mm} - 4\text{mm} = 125\text{mm}$$

$$z = 0,9 d = 0,9 \times 125\text{mm} = 112,5\text{mm}$$

Leikkausraudoitus:

$$\frac{A_s}{s} = \frac{V_{top}}{z f_{y,wd} \cot \theta} = \frac{23,1 \times 10^3 \text{ N}}{112,5\text{mm} \times 434,8 \text{ N/mm}^2 \times 1} = 472 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Valitaan leikkausraudoitukseksi T6 k 100

5.4.3 Tuen puoleiset lisähaat:

Tuen puolelle lisähaat mitoitetaan vetovoimalle:

$$F_{v1} = \max \left\{ \left(1 + \frac{l_h}{2z} \right) V_{bot} - \frac{V_{m,Ed}}{4}, \quad V_{bot} \right\}$$

koska $V_{bot} = 0$

$$F_{v1} = -\frac{V_{m,Ed}}{4} = -\frac{23,1 \text{ kN}}{4} = 5,78 \text{ kN}$$

Valitaan T6 haka (24,6 kN)

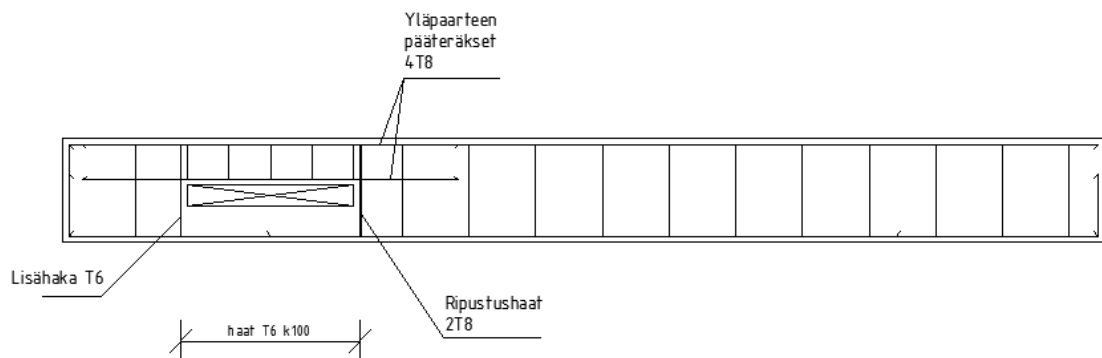
5.4.4 Kentän puoleiset lisähaat:

Kentän puolelle lisähaat mitoitetaan vetovoimalle:

$$F_{v2} = \max \left\{ \left(\frac{l_h}{z} + 1 \right) \frac{V_{m,Ed}}{2}, \quad V_{top} \right\}$$

$$\left(\frac{l_h}{z} + 1 \right) \frac{V_{m,Ed}}{2} = \left(\frac{400 \text{ mm}}{112,5 \text{ mm}} + 1 \right) \frac{23,1 \times 10^3 \text{ N}}{2} = 52,6 \text{ kN} (> 23,1 \text{ kN})$$

Valitaan 2 T8 (87,4 kN)



KUVA 39. Palkin raudoitus reiän kohdalla.

6 Koepalkki

Aukollisen teräsbetoni palkin raudoitusta testattiin tekemällä Tampereen ammattikorkeakoulun betonilaboratoriossa koepalkki. Koepalkkiin tehtiin aukko, joka dimensioi-
densa puolesta vastaa By210:ssa esitettyä keskisuurta reikää. Palkin raudoitus suunnitel-
tiin kirjassa esitettyä likimääräistä mekaanista mallia hyödyntäen.

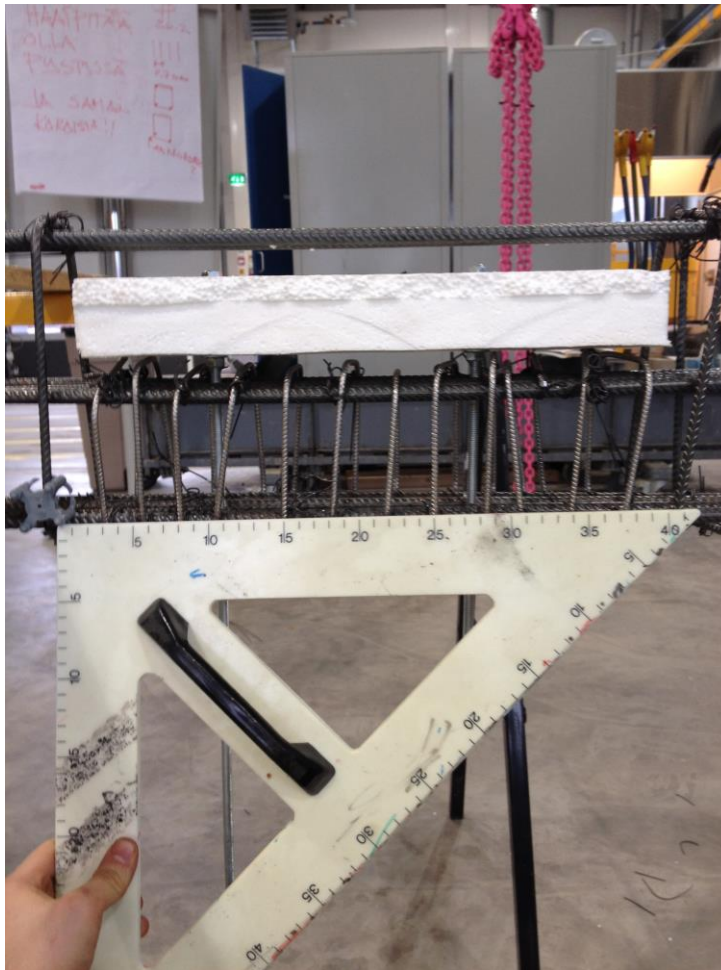
Koulussa pidettävien kurssien puitteissa tehdään vuosittain koepalkkeja, jotka puriste-
taan koulun hydraliikkapuristimella. Koepalkkeja tehdään ali-, yli- ja normaaliraudoitet-
tuna. Tarkoituksena on havainnollistaa opiskelijoille miten eritavoin raudoitettut palkit
hajoavat todellisuudessa. Opinnäytetyön aukollista palkkia alettiin suunnittelemaan
normaaliraudoitettun koepalkin pohjalta (liite 3). Näin saatiin hyvät lähtötiedot siitä,
mitä vastaava palkki kestää ilman aukkoa.

Aukon vaatiman raudoituksen ulkoiset voimat M ja V vastasivat nyt voimia, mitä nor-
maaliraudoitettussa koepalkissa esiintyy murtumishetkellä. Aukon mitoituksessa ylä-
paarten ajateltiin ottavan kaikki leikkausvoima. Ohjeen mukaan yläpaarre mitoitetaan
leikkauksen lisäksi puristavalle normaalivoimalle N_c , tässä kokeessa yläpaarten rau-
doitus toteutettiin symmetrisesti raudoitettun pilarin tavoin. Mitoittaessa yläpaarten
raudoitusta tehtiin virhe. Mitoituksessa käytettiin yläpaarten momenttina M_{top} palkissa
reiänkohdalla vallitsevaa momenttia $M_{m,Ed}$. Virheestä johtuen palkin raudoitus oli liian
raskas.

Yläpaarten leikkausraudoitus toteutettiin ikään kuin yläpaarre olisi pieni palkki. Leik-
kaushaajat tehtiin 4mm harjateräksistä, koska 6mm on vahvuutensa takia vaikea taivuttaa
riittävän pieniksi haoiksi. 4mm teräksiä käytetään yleensä vain verkoissa eikä niin ohui-
ta harjateräksiä myydä. Tähän opinnäytetyöhön Peikko (entinen Teräspeikko Oy) kui-
tenkin tarjosi tarvittavat teräkset leikkaushakojen tekemiseen.

Aukollisen koepalkin raudoituksen tehneillä opiskelijoilla ei ollut kattavaa kokemusta
teräsbetonipalkkien raudoitusten tekemisestä, mikä saattoi aiheuttaa pieniä poikkeamia
suunnittelun ja todellisen raudoituksen välillä.

Reiän muotti tehtiin palasta styrofoam-eristettä, joka ripustettiin kierretangoilla muotin
yläpinnasta. Kierretankojen tartunta betoniin poistettiin teippaamalla tangot.



KUVA 40. Raudoitus aukon kohdalla. Kuvassa palkki on ylösalaisin.

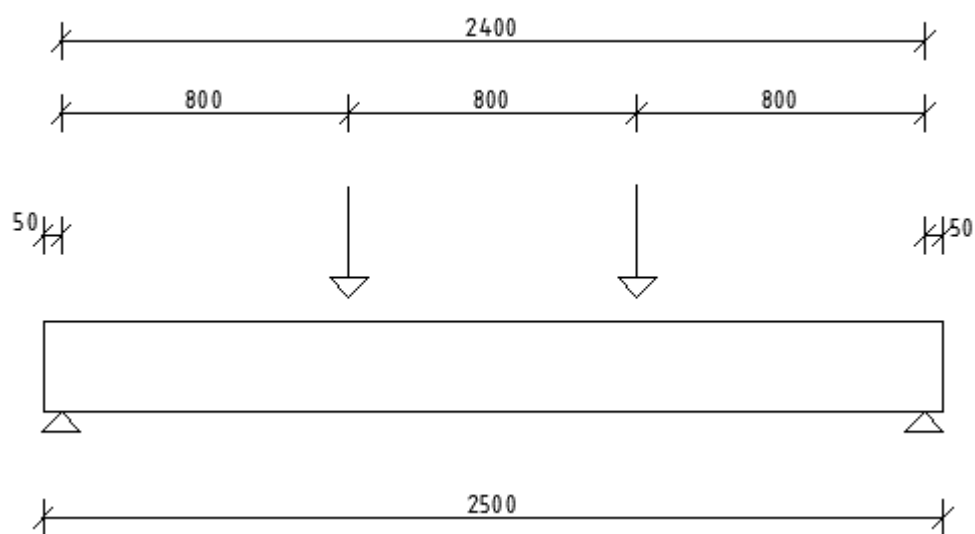


KUVA 41. Reiän muotti ripustettiin kierretangoilla, jotka pysyvät valussa paikalleen puristimien avulla.

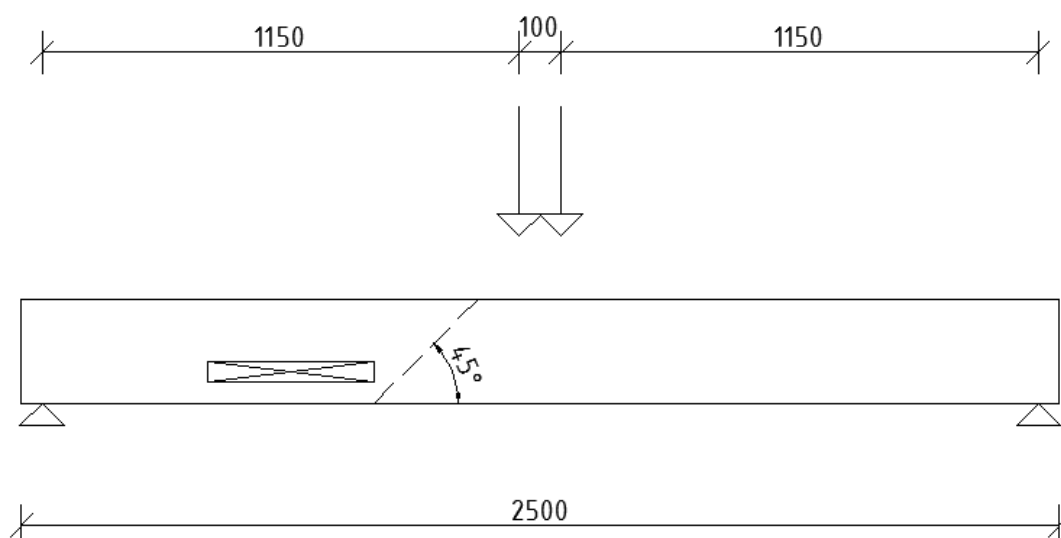


KUVA 42. Reiän muotti pysyy paikallaan myös betonin nosteen vaikuttaessa

Palkin annettiin kovettua noin kuukausi ennen koepuristamista. Normaalisti palkkien kuormitus on kuvan 43 mukainen. Pistekuorma ei kuitenkaan saa olla liian lähellä reikää, joten kuormat tulivat nyt palkin keskelle 10cm päähän toisistaan (kuva 44). Tukien ja pistekuormien leveydet ovat 10cm.



KUVA 43. Reiättömän palkin kuormitustapa.

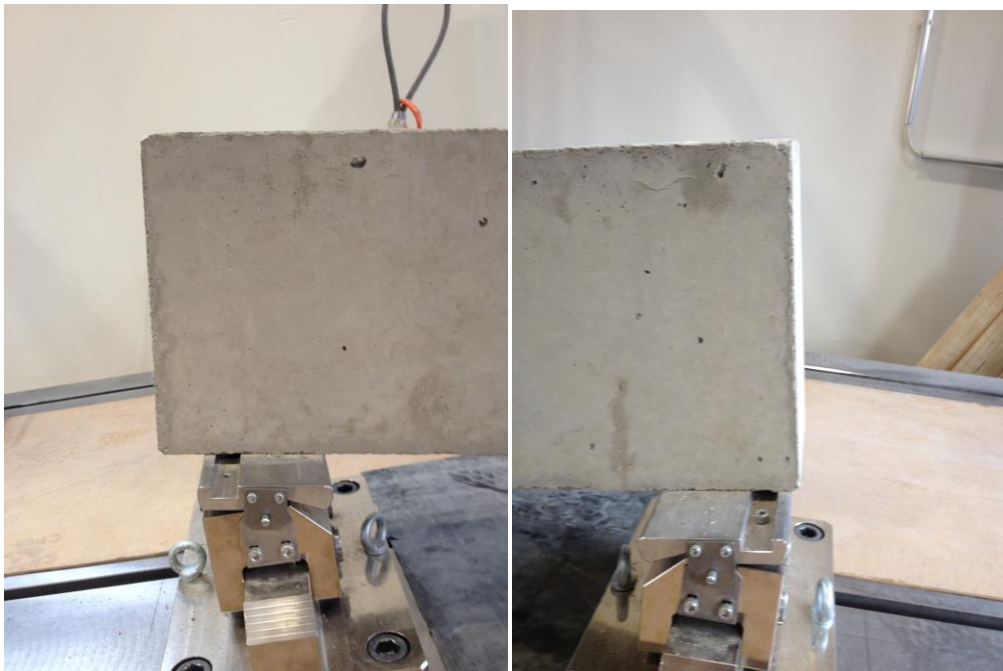


KUVA 44. Reiällisen palkin kuormitustapa

Kuormituksessa palkki osoittautui erittäin sitkeäksi. Palkin lopullinen rikkoutuminen johtui vetoterästen katkeamisesta. Taipuma palkin keskellä kasvoi lähes 10cm ennen kuin palkki hajosi. Lisäksi palkki venyi selvästi enemmän reiän puolelta tuen yli kuormituksen aikana (kuva 46). Sekä ehjällä palkilla että reikäpalkilla murto tapahtui kentän momentin ollessa noin 32kNm. Lopullinen murtuminen johtui vetoterästen katkeamisesta. Reiän kuormituksen puoleiseen yläkulmaan tuli hiushalkeama kuormituksen ollessa noin 20kN. Mitään muita vaurioita reiän ympärille ei tullut. Reikä ei siis lisännyt eikä vähentänyt palkin kestävyyttä. Se kuitenkin lisäsi palkin sitkeyttä selvästi. Todennäköisesti reiän raudoitus otti puristuspuolella kuormia vastaan ja hidasti näin halkeamien syntyä.



KUVA 45. Palkin koepuristus



KUVA 46. Palkki on venynyt selvästi enemmän reiän puoleisen tuen yli.



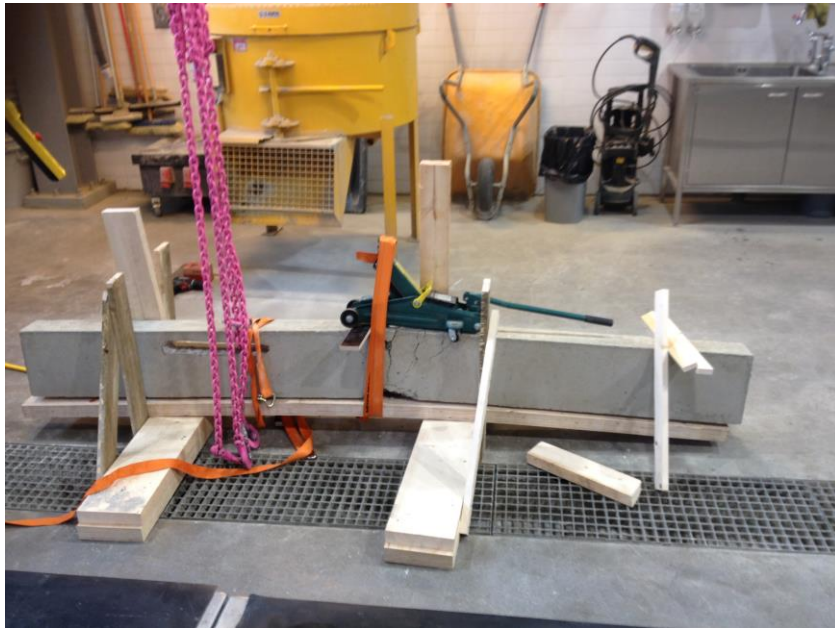
KUVA 47. Palkki murtui pääterästen katkettua



KUVA 48. Reiän pieleen ilmestyi pieni halkeama 20kN kuormituksella. Halkeama ei kuitenkaan lähtenyt leviämään.

Palkin haluttiin nähdä murtuvan reiän kohdalta. Tämän takia jo kertaalleen puristettu teräsbetonipalkki suoristettiin ja vetopuolelle lisättiin nyt 4T12 -teräkset. Uudet vetote-

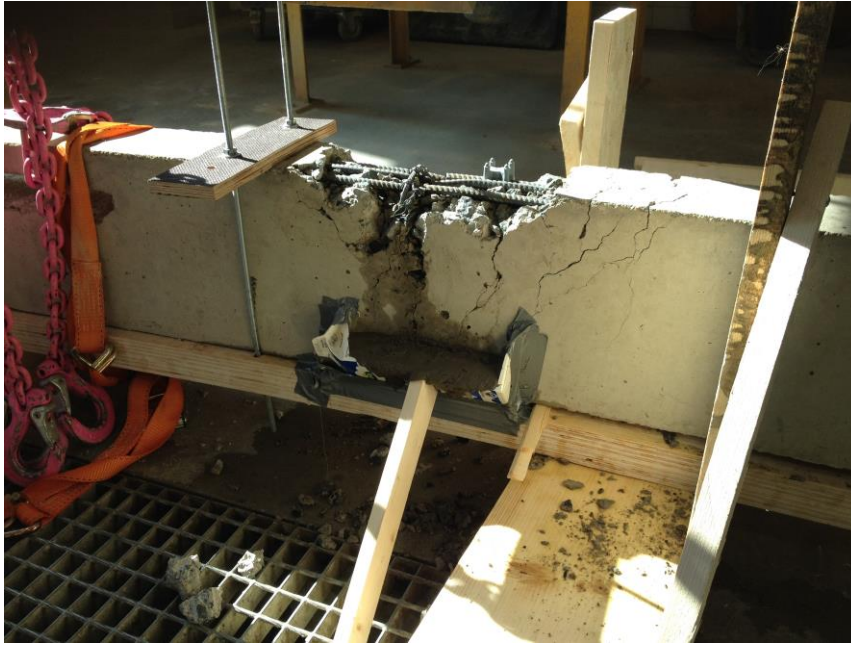
räkset ankkuroitiin poraamalla palkkiin noin 5cm syvyiset reiät, joihin viritettiin uudet haat. Haat liimattiin Plastic Paddingin -kemiallisella metallilla. Terästen päälle tehty lisävalu oli noin 7cm paksu.



KUVA 49. Palkki suoristettiin hallitunkin avulla (palkki kuvassa ylösalaisin)



KUVA 50. Suoristettu palkki vaatii pienen valun puristuspuolelle myös (palkki kuvassa ylösalaisin)

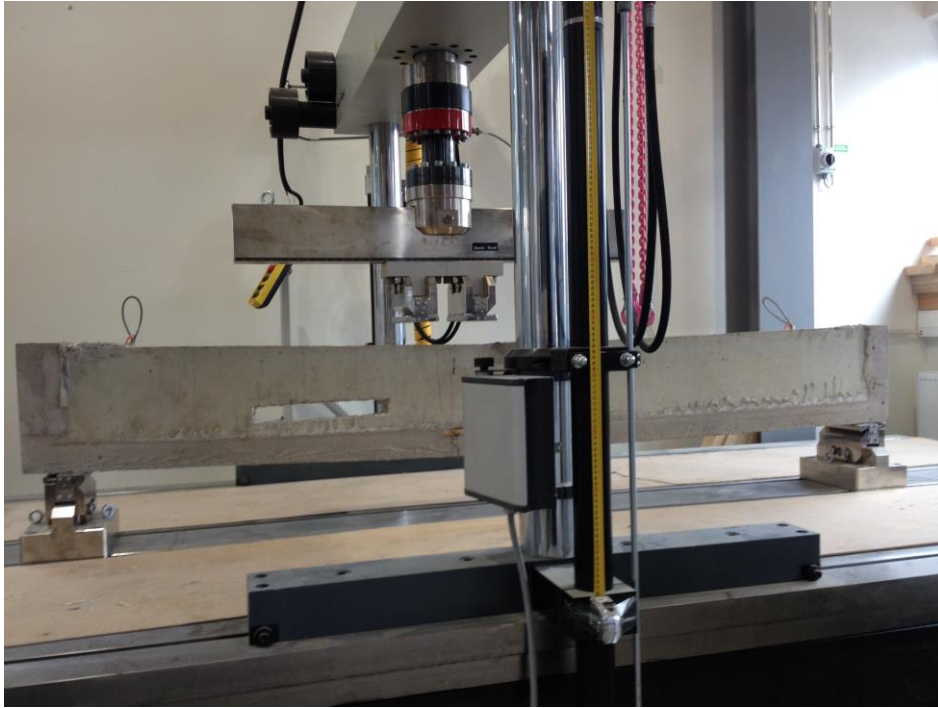


KUVA 51. Puristuspuolen valu tehdään painevaluna



KUVA 52. Vetopuolelle lisätty 4T12 teräkset. Teräkset kiinnitetty uusiin hakasiin.

Lisävalun tartunta kuitenkin oli riittämätön. Uuden ja vanhan betonipinnan väliin tuli liukumismurto jo pienellä kuromalla. Voimat vanhan ja uuden rakenteen välillä eivät enää välittyneet ja taipuma kasvoi 40kN kuormalla.



KUVA 53. Vahvistettu palkki valmiina koepuristukseen



KUVA 54. Lisävalu alkaa irtoamaan vanhasta betonista jo 20kN kuormituksella



KUVA 55. Lisävalu alkaa irtoamaan myös palkin alapinnasta



KUVA 56. Lisähakojen ankkurointi pettää ja raidat alkavat aukeamaan



KUVA 57. Liukuman kasvaessa lisähaat irtoavat vanhasta betonista.



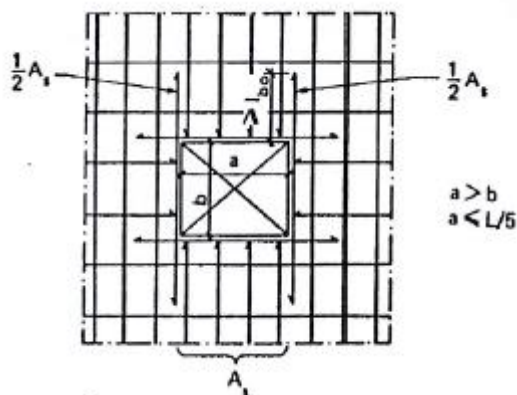
KUVA 58. Hydralliikkapuristin lopettaa kokeen, koska palkin taipuma kasvaa kuorman pienentyessä.

7 Laatat

Laattojen mitoitus on yleisesti ottaen melko lähellä palkkien mitoitusta. Neutraaliakselin yläpuolinen betoni ottaa vastaan puristuksen ja alapinnan teräkset vedon. Palkkien yhteydessä käsiteltiin kaarivaikutusta, vastaava ilmiö laatoilla on holvivaikutus. Laatta muuttuu holvimaiseksi rakenteeksi, jossa raudoitus toimii vetotankona. Ristiin kantavissa laatoissa holvivaikutus tapahtuu useammassa suunnassa.

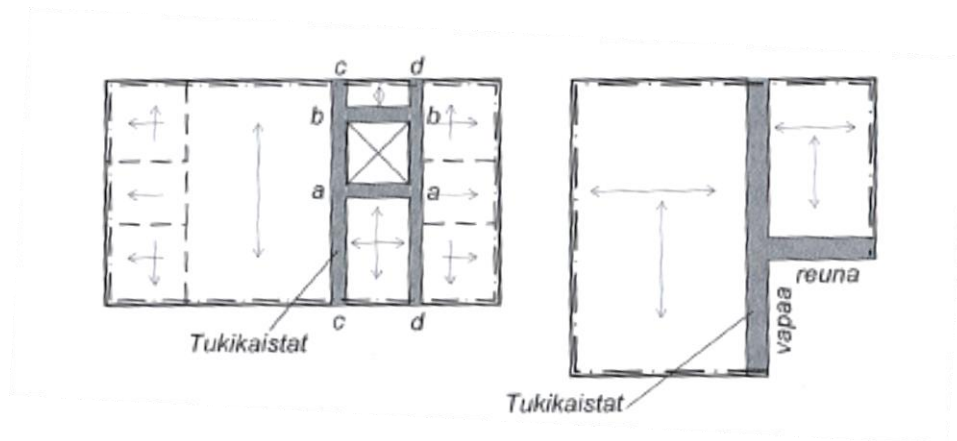
Koska laatoissa kuormat jakaantuvat myös poikittaisessa suunnassa, tarvitaan laatoissa jakorauδοitus. Ristiin kantavissa laatoissa myös pääraudoitus menee kahteen suuntaan. Mikäli laatalle on riittävä lävistyskapasiteetti ja raudoitus on ankkuroitu hyvin, tapahtuu laatan murtuminen aina taivutusmurtona. Aukot katkaisevat väistämättä taivutusta vastaanottavan pää- ja jakorauδοituksen.

Reikää voidaan pitää pienenä, mikäli sen mitat eivät ylitä $1/5$ laatan jännevälistä. Tällöin riittää, kun aukon pieliin asetetaan aukon johdosta katkaistua pääraudoitusta vastaavat teräkset. Lisäksi halkeilun estämiseksi tehdään pielirauδοitus.



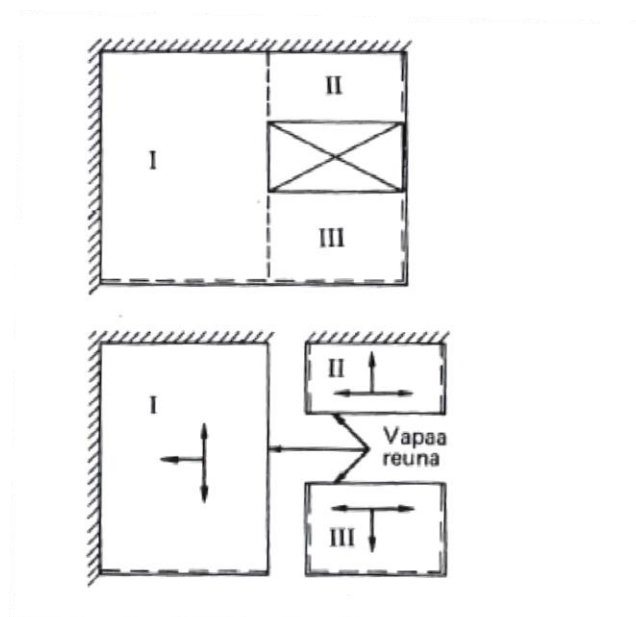
KUVA 59. Pienen reiän lisäraudoitus.[5 ,s283]

Mikäli reiät ovat suurempia, voidaan laatan sisään tehdä tukikaistoja. Tukikaistat ovat lujempia kaistoja, joissa on voimakas raudoitus. Tukikaistat toimivat laatan sisäisinä palkkeina.



KUVA 60. Tukikaistojen periaatekuva [7 ,s149]

Laattaa voidaan myös jakaa osiin reiän kohdalta. Reiän kaistalla olevat laatat ajatellaan kolmeltareunalta tuettuina laattoina, joissa reikää vasten on vapaa reuna.

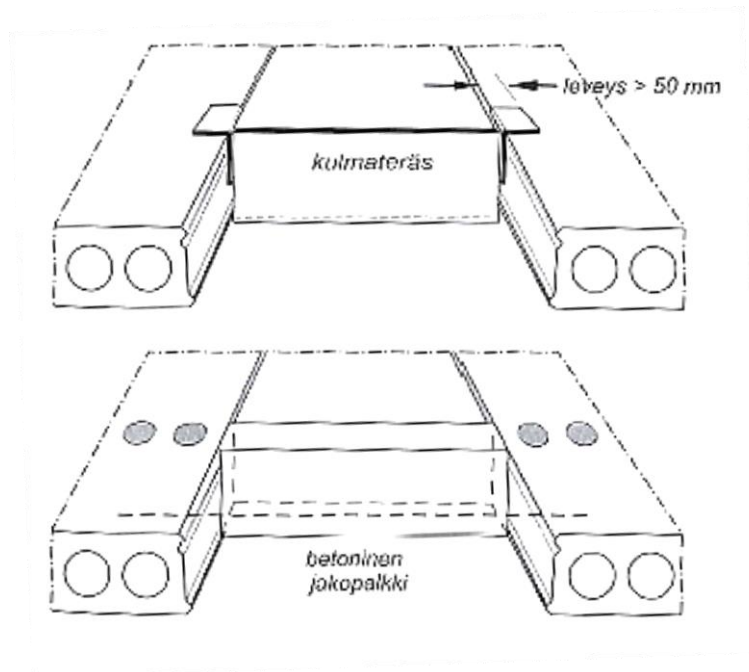


KUVA 61. Reiällisen laatan rakennemalli [10 ,s331]

Ontelolaattoihin suuremmat reiät tehdään tehtaalla joko poistamalla kovettumaton betoni suoraan valulinjalla tai sahaamalla. Pienempiä reikiä voidaan porata työmaalla onteloiden kohdalle siten, etteivät punokset katkea.

Elementin poikkileikkauksen keskeltä voidaan poistaa 400mm levyinen osa ja laatan reunasta voidaan poistaa enintään 250...300 mm osa laatan koosta riippuen [7 ,s549].

Mikäli aukko on koko laatan levyinen tai suurempi käytetään aukkojen reunoilla teräksisiä ontelolaatan kannattajia tai laattojen päähän valettuja jakopalkkeja. Tällöin aukon viereiset ontelolaatat vahvistettu alapinnassa menevällä teräsvaijerilla.



KUVA 62. Ylempänä ontelolaatan teräskannattaja. Alempana betoninen jakopalkki. [7, s549]

8 POHDINTA

Sekä ristikkomenetelmä, että elementtimenetelmä, ovat hyviä työkaluja reiällisten palkkien mitoittamiseen. Niissä molemmissa on omat etunsa. Ristikkomenetelmällä kokonaisuus säilyy melko hyvin ymmärrettävissä. Tässä menetelmässä monimutkainen rakenne saadaan muutettua yksinkertaiseksi ja helposti hallittavaksi. Siinä voidaan myös huomioida raudoitustyön mielekkyys, muokkaamalla ristikkoa. Mikäli suunnittelijalla ei ole riittävää tietoa kimmoteorian mukaisista jännitysten jakautumisista, voi ristikkomallin tehdä väärinkin. Vaikka voimaristikoiden tasapainoyhtälöt toteutuvat, voi ristikkomallin toiminta vaatia liian suuria muodonmuutoksia rakenteessa.

Rakenteen jännitystrajektorit voidaan selvittää FEM -laskentaa käyttävillä tietokoneohjelmilla, mutta toisaalta samoilla FEM -ohjelmilla voidaan myös mitoittaa tarvittavat raudoitukset.

Elementtimenetelmän etuna on ohjelmistojen käyttö. Nykyisin tietokoneohjelmat ovat keskeisessä asemassa rakennesuunnittelussa. Mikäli rakenteiden mallinnus ja mitoitusohjelmien yhteistoiminta kehittyy entisestään, tulee elementtimenetelmään pohjautuva laskenta olemaan ylivoimainen. FEM -ohjelmilla tulokset ovat tarkkoja ja laskenta nopeaa. Jos esimerkiksi reiän sijaintia halutaan myöhemmin muuttaa, on mallin muokkaaminen helppoa ja uudet tulokset saadaan vaivatta. Menetelmässä luotetaan kuitenkin paljon mallin virheettömyyteen. Ohjelmat mitoittavat rakenteen juuri sellaisena, kun se on niihin mallinnettu. Väärin mallinnetun rakenteen tulokset ovat vääriä, mutta väärän tuloksen huomaaminen voi olla vaikeaa.

Yksinkertaistetut mallit, jotka voidaan laskea käsin, toimivat hyvin FEM -laskennan tukena. Suunnittelija voi laskea likimääräisen tuloksen esimerkiksi tässä opinnäytetyössä esitetyllä menetelmällä, jolloin hänellä on suuruusluokkakäsitys siitä, mitä mitoituksen pitäisi suunnilleen antaa tulokseksi.

Tämä opinnäytetyö opetti tekijäänsä. Rakennusinsinöörikoulutuksessa tulee vastaan melko vähän tilanteita, missä opiskelijalta vaaditaan rakenteiden toiminnan syvällisempää ymmärrystä. Yleensä kursseilla riittää periaatetasolla asioiden sisäistäminen, sekä kyky käyttää oikeaa kaavaa oikeassa tilanteessa. Tässä opinnäytetyössä itselleni aukesi

aivan uudella tavalla teräsbetonirakenteiden toiminta ja se miten lujuusoppi, statiikka ja mekaniikka liittyvät todellisten rakenteiden suunnitteluun.

Koepalkin koestus oli toimiva ja teoriaa tukeva, joskin mitoitusvirhe koepalkissa oli harmillinen. Olisi ollut mielenkiintoista saada reikä murtumaan esimerkiksi S-nurjahduksen tapahduttua. Aikataulujen takia koepalkki tehtiin ennen, kuin opinnäytetyön teoriaosuutta alettiin kirjoittaa. Kun olin perehtynyt aukollisten teräsbetonirakenteiden toimintaan tarkemmin, ymmärsin mitoituksen virheen verrattuna toivottuun murtumistapaan. Koepalkin tekeminen oli kuitenkin opettavainen kokemus ja siitä saatiin muunlaista tietoa. Lisäksi jatkotutkimuksille saatiin toimivaa lähtötietoa.

Oma työkokemukseni on saneerauspuolella, jossa teräsbetonin kanssa ei juurikaan olla tekemisissä. Suunniteltaessa raudoituksia on helppo unohtaa, että piirustuksien pohjalta täytyy pystyä oikeasti tekemään raudoitukset. Pienet haat, jotka ovat lisäksi varsin tihein välein, on helppo piirtää paperilla, mutta vaikea taivutella ja surrata paikalleen todellisessa rakenteessa. Lisäksi palkin valussa tulee vastaan haasteita. Reiän muottina toimineen styrofoam-palan alta on vaikea tiivistää normaalia betonia. Koepalkkia tehdessä päädyttiin tekemään pieni määrä betonimassaa, missä ei ollut sepeliä ja notkeutta oli perusmassaa enemmän. Näin saatiin varmistettua, että myös läpivientireiän alapuolinen valu onnistuu.

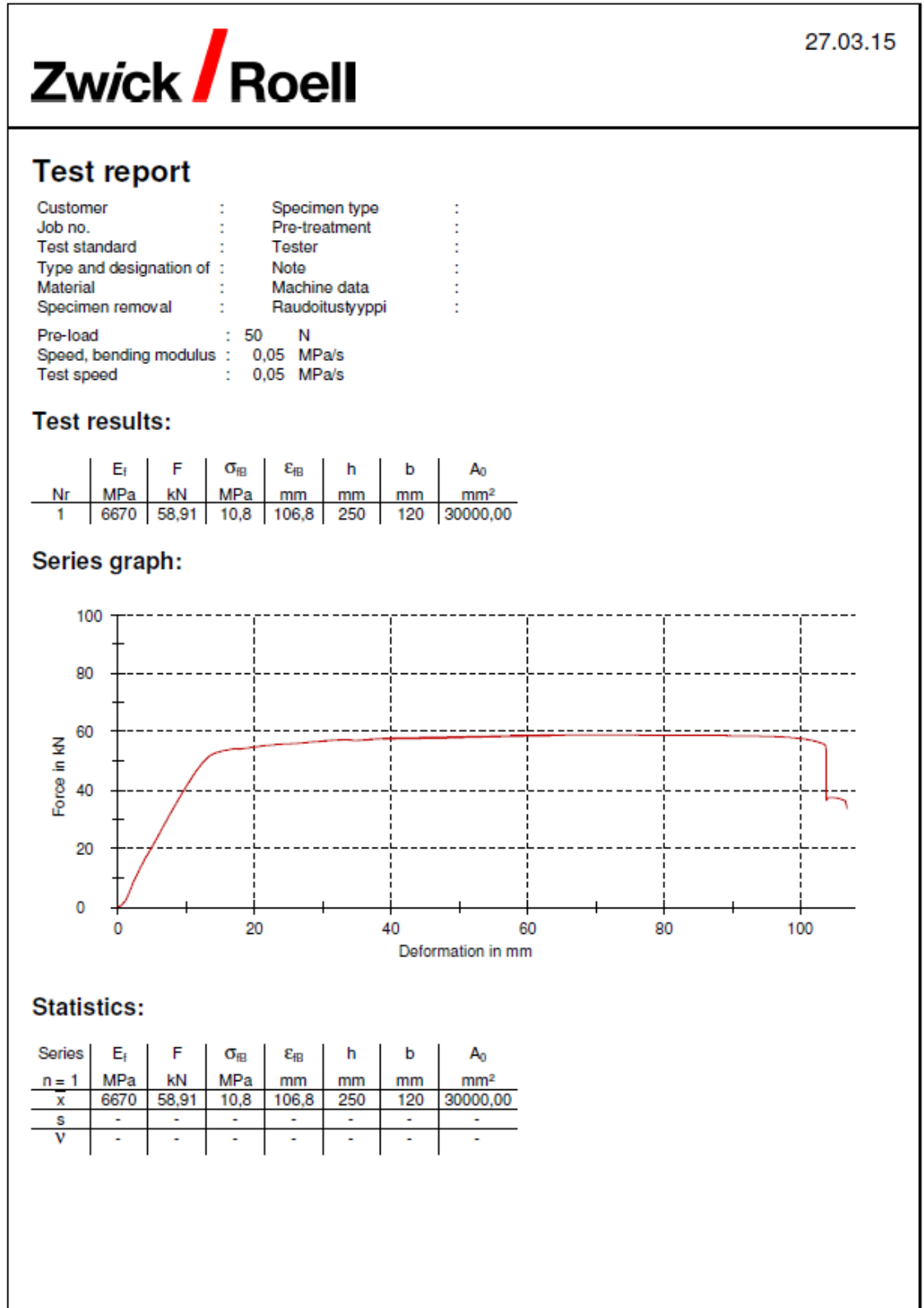
Opinnäytetyön pohjalta voidaan tehdä jatkotutkimuksia, joissa testataan FEM -mallien tai ristikkomenetelmällä mitoitettun palkin kestävyyttä koepalkin avulla. Korkeauumaisilla palkeilla voitaisiin testata useampaa erilaista ristikkomallia, ja selvittää mikä niistä toimii parhaiten. Myös eriaikoihin valettujen betonipintojen välistä tartuntaa voidaan tutkia tämän opinnäytetyön pohjalta. Näitä asioita olisi ollut mielenkiintoista tutkia nykyin, mutta opinnäytetyön laajuus olisi kasvanut liian suureksi.

LÄHTEET

1. Engineering Research Journal 141 (March 2014) C50 – C70. STRUT-AND-TIE MODEL AND 3-D NONLINEAR FINITE ELEMENT ANALYSIS FOR THE PREDICTION OF BEHAVIOR OF RC FSHALLOW AND DEEP BEAMS WITH OPENINGS. Luettu 2.5.2015
2. Koskimies, Joonas, Ristikkomenetelmä (Strut-and-tiemodeling) 2014
3. Aalto-yliopisto, Sauva- ja kehärakenteet -luentomateriaali
4. Strut-and-tie model design provisions PCI-Journal/Winter 2011
5. Tampereen teknillinen yliopisto, teräsbetonirakenteet –luentomateriaali 2009
- 6 Note of Studying Structural engineering –sivut,
<https://studystructural.wordpress.com/2012/12/01/stm-deep-beam/>, luettu 2.5.2015
7. Leskelä, Matti V, BY 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2005
8. Neupane, Dilip, COMPARISON OF SOME FEM CODES IN STATIC ANALYSIS 2014
9. Massachusetts institute of technology, Finite Element Method -luentomateriaali
10. Saarinen, Eero, Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja by 202 osa 2

LIITTEET

Liite 1. Koepalkin kuormitus



Liite 2. Lisäraudoitetun koepalkin kuormitus



08.05.15

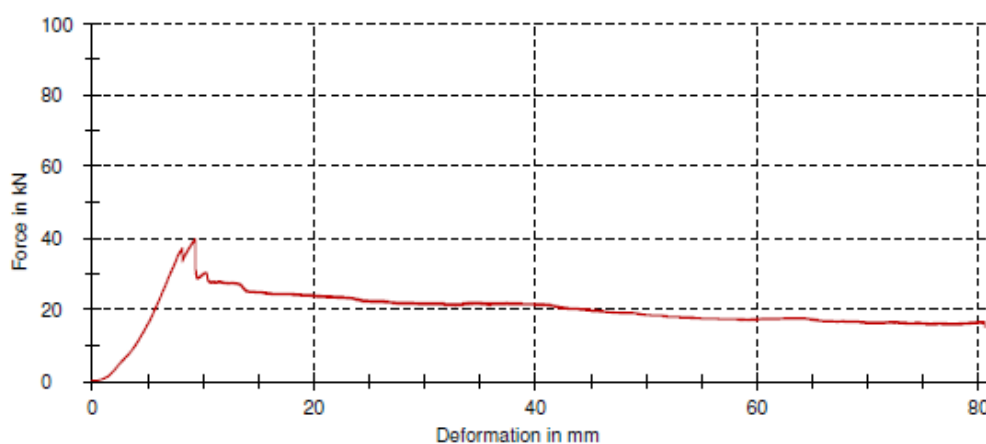
Test report

Customer : Specimen type :
 Job no. : Pre-treatment :
 Test standard : Tester :
 Type and designation of : Note :
 Material : Machine data :
 Specimen removal : Raudoitustyyppi :
 Pre-load : 50 N
 Speed, bending modulus : 0,05 MPa/s
 Test speed : 0,05 MPa/s

Test results:

Nr	E _f MPa	F kN	σ _{FB} MPa	ε _{FB} mm	h mm	b mm	A ₀ mm ²
1	15000	39,62	-	-	250	120	30000,00

Series graph:



Statistics:

Series	E _f MPa	F kN	σ _{FB} MPa	ε _{FB} mm	h mm	b mm	A ₀ mm ²
n = 1	MPa	kN	MPa	mm	mm	mm	mm ²
x	15000	39,62	-	-	250	120	30000,00
s	-	-	-	-	-	-	-
v	-	-	-	-	-	-	-

